



**Centro Universitário de Brasília**  
**Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas**  
**FATECS**  
**Graduação de Engenharia Civil**

**DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE PARA CÁLCULO DE MUROS**  
**DE ARRIMO**

**PEDRO CRISTIANO DO COUTO NETO**

**Brasília, Junho de 2013**

**PEDRO CRISTIANO DO COUTO NETO**

**DESENVOLVIMENTO DE SOFTWARE PARA CÁLCULO DE MUROS  
DE ARRIMO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao  
UniCEUB, como pré-requisito para obtenção do grau  
de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Marco Aurelio Souza Bessa.

Brasília, Junho de 2013

## **DEDICATÓRIA**

*Aos meus pais Josafá e Ângela e a minha irmã Nathália  
pelo eterno incentivo e amor.*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, pela serenidade nos momentos de difícil decisão, pela renovação constante da fé e pela presença sempre manifestada.

Aos meus pais, irmã e a toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

Ao professor e orientador Marco Bessa pela paciência, apoio e inspiração no amadurecimento dos meus conhecimentos e conceitos que me levaram a execução e conclusão deste trabalho de conclusão de curso.

A todos os professores da FATECS do UNICEUB, pelos grandes e preciosos conhecimentos que me passaram.

Aos colegas de sala que tornaram meus dias mais divertidos.



*“Transportai um punhado de terra todos os dias e fareis  
uma montanha.”*  
(Confúcio)

## **RESUMO**

Na construção civil é comum depararmos com problemas relacionados a desníveis de cota no terreno, dentre as principais soluções mais viáveis estão os muros de arrimo. O presente trabalho teve como objetivo a elaboração de um “software” que calcule de maneira eficiente o dimensionamento de muros de arrimo em concreto armado. Buscou-se fazer uma revisão bibliográfica sobre os diferentes tipos de muros de arrimo mais utilizados nos dias de hoje, bem como uma análise das ações que atuam diretamente nas contenções. Chegando ao dimensionamento, teve-se a necessidade de explicar e propor pré-dimensionamentos para se dar início as verificações de estabilidade. Com resultados satisfatórios, o “software” pretende auxiliar o dimensionamento de contenções aos profissionais da área e alunos de graduação de Engenharia Civil na elaboração de projetos de muros de arrimo em concreto armado.

Palavras chaves: Programação, muro de arrimo, contenção.

## **ABSTRACT**

In construction it is common to come across problems related to gaps quota on the ground, among the main solutions are the most viable retaining walls. The present study aimed at the development of a software that computes efficiently the design of retaining walls in reinforced concrete. We attempted to do a literature review on the different types of retaining walls over used these days, as well as an analysis of the actions that work directly in contention. Arriving at scaling the walls, there was the need to explain and propose pre-sizing to initiate the stability checks. With satisfactory results, the software is intended to assist and optimize the design of containments to professionals and graduate students of Civil Engineering in drafting of retaining walls in reinforced concrete.

**Keywords:** Programming, retaining wall, containment.

## Lista de Ilustrações

Figura 1 - Talude e contenção em muro de arrimo de concreto armado.....	1
Figura 2 - Pressão de terra em repouso (DAS, 2006; GUERRIN & LAVAUUR, 2003) .....	3
Figura 3 - Tipologia geral da teoria de Rankine, (MARCHETTI, 2007).....	6
Figura 4 - Caso geral de empuxo passivo e ativo pela teoria de Rankine. ....	7
Figura 5 - Superfície de ruptura por Coulomb. (MOLITERNO, 1994) .....	8
Figura 6 - Muro de arrimo com terreno sem sobrecarga. (MOLITERNO, 1994).....	12
Figura 7 - Muro de arrimo sobre ação de sobrecarga. (MOLITERNO, 1994).....	14
Figura 8 - Muro de arrimo sobre ação do nível freático. (MOLITERNO, 1994).....	15
Figura 9 – Exemplos de muros. (MARCHETTI, 2007) .....	18
Figura 10 - Muro de arrimo por gravidade em perfil retangular. ....	19
Figura 11 - Muro de arrimo por gravidade em perfil trapezoidal.....	20
Figura 12 - Muro de arrimo por gravidade em perfil trapezoidal.....	21
Figura 13 – Muro de concreto em Perfil L .....	22
Figura 14 - Muro de concreto armado em perfil clássico sem dente de ancoragem (MARCHETTI 2007). ....	24
Figura 15 - Muro de concreto armado em perfil clássico.....	24
Figura 16 - Muro de concreto armado em perfil especial.....	25
Figura 17 - Muro de concreto armado com contraforte (MOLITERNO, 1994). ....	26
Figura 18 - Pré-dimensionamento: Muro de concreto armado com contraforte (MARCHETTI, 2007).....	27
Figura 19 - Estabilidade de muros de arrimo .....	28
Figura 20 - Soluções possíveis para minimizar o deslizamento.....	29
Figura 21 - Capacidade de carga da fundação (GERSCOVICH, 2010).....	31
Figura 22 - Capacidade de carga da fundação seção triangular (GERSCOVICH, 2010) .....	32
Figura 23 – Detalhe do dreno (MOLITERNO, 1994).....	35
Figura 24 - Muro perfil clássico, diagrama de tensões no muro .....	36
Figura 25 - Muro perfil clássico, diagrama de tensões na sapata .....	37
Figura 26 - Considerações da parede do muro de arrimo com contraforte .....	37
Figura 27 - Consideração do talão da sapata do perfil com contraforte .....	38
Figura 28 - Consideração do ponta da sapata do perfil com contraforte .....	39
Figura 29- Perfil do terreno (MOLITERNO, 1994) .....	40

Figura 30 - Tela do programa para o cálculo de muro de arrimo em perfil clássico.....	41
Figura 31 - Tela do programa mostrando a área de armação para muros de arrimo em perfil clássico .....	42
Figura 32 - Representação das dimensões do muro de arrimo em perfil clássico.....	43
Figura 33 - Tela do programa para o cálculo de muro de arrimo em perfil com contraforte ...	65
Figura 34 - Representação das dimensões do muro em perfil com contraforte .....	66
Figura 35 - Representação dos momentos atuantes no muro em sua parte central .....	72
Figura 36 - Representação dos momentos atuantes no muro em sua parte lateral .....	75
Figura 37 – Tabela 1 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	101
Figura 38 - Tabela 2 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	102
Figura 39 - Tabela 3 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	103
Figura 40 - Tabela 4 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	104
Figura 41 - Tabela 5 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	105
Figura 42 - Tabela 6 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	106
Figura 43 - Tabela 7 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998).....	107

## **Lista de Tabelas**

Tabela 1 - Cálculo do empuxo pela teoria de Coulomb. (MOLITERNO, 1994) .....	11
Tabela 2 - Comparativo entre áreas de armação (cm <sup>2</sup> ) .....	64
Tabela 3 - Comparativo dos resultados do perfil com contraforte .....	99

## Lista de Símbolos

E: empuxo.

Eh: empuxo horizontal.

Ep: empuxo passivo.

Fat: força de atrito.

$\mu$ : coeficiente de atrito

h: altura do muro.

h0: altura de terra equivalente à sobrecarga.

$\phi$ : ângulo de atrito interno do solo.

$\phi_1$ : ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro

$\gamma_t$ : peso específico aparente.

y: ponto de aplicação do empuxo.

K0: coeficiente de empuxo em repouso.

$\gamma_1$ : ângulo de rugosidade do muro.

$\alpha$ : ângulo de inclinação do terreno adjacente.

$\theta$ : ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical.

Ea: empuxo ativo.

do: espessura da parede do muro de arrimo.

hs: espessura da sapata do muro de arrimo.

e: excentricidade

C: coesão entre os grãos.

Pm: carga referente ao peso do muro.

Ps: carga referente ao peso da sapata.

Pt: carga referente ao peso de terra sobre o talão da sapata.

P0: carga referente à sobrecarga no muro.

Gm: braço de alavanca referente ao peso do muro.

Gs: braço de alavanca referente ao peso da sapata.

Gt: braço de alavanca referente ao peso de terra sobre o talão da sapata.

G0: braço de alavanca referente à sobrecarga no muro.

Mm: momento referente ao peso da sapata.

Ms: momento referente ao peso da sapata.

Mt: momento referente ao peso de terra sobre o talão da sapata.

$M_0$ : momento referente à sobrecarga no muro.

$K_a$ : coeficiente de empuxo ativo.

$K_p$ : Coeficiente de empuxo passivo.

$M_k$ : momento fletor atuante.

$M_{sd}$ : momento fletor de Cálculo.

$A_s$ : área de aço.

$A_{smin}$ : área de aço mínima.

$f_{ck}$ : resistência característica do concreto à compressão.

$f_{yd}$ : tensão de escoamento do aço.



## SUMÁRIO

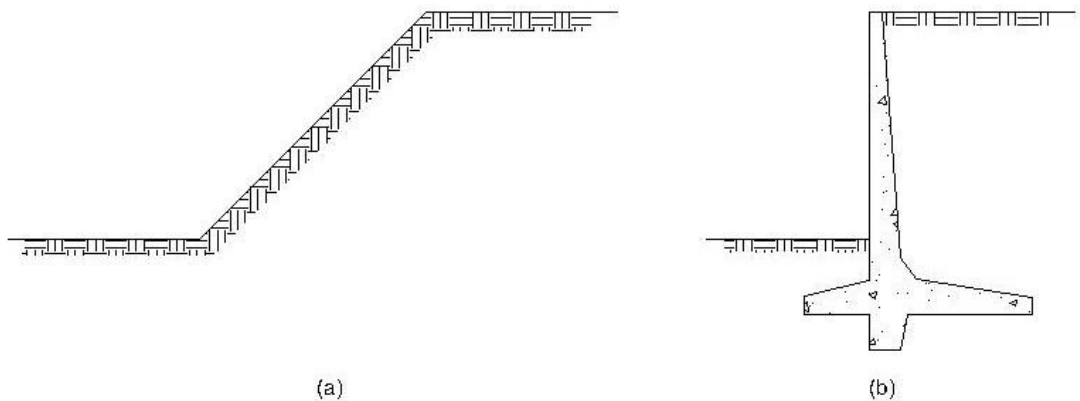
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Objetivo .....	2
1.1.1. Objetivo geral .....	2
1.1.2. Objetivo específico .....	2
<b>2. PARÂMETROS DO SOLO.....</b>	<b>2</b>
2.1. Empuxo .....	2
2.1.1. Empuxo em repouso .....	3
2.1.2. Empuxo ativo e passivo .....	5
2.1.3. Cálculo do empuxo .....	11
<b>3. DEFINIÇÃO .....</b>	<b>17</b>
3.1. Muros de arrimo por gravidade .....	17
3.1.1. Perfil retangular .....	18
3.1.2. Perfil trapezoidal.....	19
3.1.3. Perfil trapezoidal com inclinação em somente uma face.....	20
3.1.4. Perfil trapezoidal com inclinação dupla.....	21
3.1.5. Muros de concreto armado .....	21
3.1.6. Perfil 1 .....	22
3.1.7. Perfil clássico .....	23
3.1.8. Perfil especial com laje intermediária.....	25
3.1.9. Perfil com contraforte .....	25
<b>4. VERIFICAÇÕES PRELIMINARES PARA PROJETOS DE MUROS ISOLADOS .....</b>	<b>27</b>
4.1. Pré-dimensionamento .....	27
4.2. Verificação da estabilidade .....	27
4.2.1. Verificação do tombamento .....	28
4.2.2. Verificação do deslizamento.....	29
4.2.3. Verificação da capacidade de carga do solo .....	30
<b>5. PRINCIPAIS PATOLOGIAS .....</b>	<b>33</b>
5.1. Fissuras devido a variação de temperatura .....	33
5.2. Solo do aterro mal compactado .....	33
5.3. Recalque do solo de fundações em edificações vizinhas.....	34
<b>6. DRENAGEM .....</b>	<b>34</b>
<b>7. METODOLOGIA E PROCEDIMENTO .....</b>	<b>35</b>
7.1. Considerações metodológicas.....	35
7.2. Requisitos computacionais .....	35

<b>8. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DA ÁREA DE AÇO</b>	<b>36</b>
8.1. Muro de arrimo em perfil clássico	36
8.1.1. Parede	36
8.1.2. Sapata	36
8.2. Muro de arrimo em perfil com contraforte	37
8.2.1. Parede	37
8.2.2. Contraforte	38
8.2.3. Talão da sapata	38
8.2.4. Ponta da sapata	39
<b>9. EXEMPLOS DE CÁLCULO DE MUROS DE ARRIMO</b>	<b>39</b>
9.1. Exemplo - muro de arrimo em perfil clássico	39
9.1.1. Resolução a partir do “software”	40
9.1.2. Resolução por meio do moliterno (1994)	50
9.1.3. Comparativo dos resultados entre os itens 7.1.1 e 7.1.2	64
9.2. Muro de arrimo em perfil com contraforte	64
9.2.1. Resolução a partir do “software”	64
9.2.2. Resolução por meio do marchetti (2007)	85
9.2.3. Comparativo dos resultados entre os itens 7.2.1 e 7.2.2	99
<b>10. CONCLUSÃO</b>	<b>99</b>
<b>11. SUGESTÃO FUTURA</b>	<b>99</b>
<b>12. BIBLIOGRAFIA</b>	<b>100</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>101</b>

## 1. Introdução

Em obras civis é comum depararmos com problemas relacionados a áreas limitadas, como obras urbanas em geral. Para se possibilitar um melhor aproveitamento do terreno foram necessárias obras de contenções, tornando estes locais suficientemente planos, garantindo por sua vez, sua utilização ampla da área.

Quando o espaço disponível apresenta diferentes cotas entre o terreno natural e o espaço que deseja utilizar, tem-se a necessidade do estudo de diferentes métodos a fim de estabilizar essa diferença de cota. Em geral, o uso de taludes são os mais viáveis economicamente, porém sua construção requerem grandes espaços e solos mais favoráveis, tem-se então a necessidade de obras de contenção. Isso está ilustrado na Figura 1, onde (a) observamos uma escavação em talude, onde a estabilidade é garantida pela inclinação de sua superfície e (b) uma contenção em muro de arrimo de concreto armado.



**Figura 1 - Talude e contenção em muro de arrimo de concreto armado.**

## **1.1. Objetivo**

### **1.1.1. Objetivo Geral**

Pretende-se explorar as bibliografias atuais diferenciando os diferentes tipos de muros de arrimo, bem como os parâmetros dos solos necessários para a elaboração do dimensionamento dos mesmos.

### **1.1.2. Objetivo Específico**

Este trabalho tem como objetivo específico à elaboração de um “software” que verifique, automaticamente, e de maneira eficiente, a estabilidade de um muro de arrimo de concreto armado. Baseado em métodos de cálculos já consolidados pela bibliografia atual, este trabalho também fará demonstrações para elaboração de muros sem a utilização de métodos computacionais possibilitando um fácil entendimento e avaliação.

## **2. Parâmetros do Solo**

### **2.1. Empuxo**

Define-se empuxo de terra como sendo o esforço exercido pela terra e/ou água contra o muro. O empuxo pode ser dividido em dois, passivo e ativo. Passivo é a força que o muro de contenção exerce sobre a terra, ativo é a resultante da pressão do solo contra o muro.

Os primeiros estudos experimentais sobre empuxo de terra tiveram seu início já no século XVIII. Atualmente temos as Teorias Antigas que ainda apresentam resultados satisfatórios, são elas teoria de Coulomb (1773), Poncelet (1840) e Rankine (1856).

Baseado nas teorias matemáticas da elasticidade foram criadas as chamadas Teorias Modernas. A teoria mais aceita nos últimos 30 anos é a teoria de Terzaghi, porém tivemos estudos por parte de Resal, Caquot, Boussinesque, Muller e Breslau. (MOLITERNO, 1994).

As Teorias Modernas mesmo apresentando resultados satisfatórios para muros elásticos, construídos de concreto armado, tem como base inicial dos cálculos uma grande diversidade de grandezas a considerar, os quais muitas vezes não são disponíveis, tornando-se difícil utilização prática (MOLITERNO, 1994; DOMINGUES, 1997). Utilizaremos como base de cálculos modelos antiga que possuem ampla aceitação prática.

### 2.1.1. Empuxo em repouso

Consideramos neste tipo de empuxo, uma massa semi-infinita de solo homogêneo em equilíbrio perfeito, isto é, condição onde o plano de contenção não sofre nenhuma deformação na estrutura do solo.

Dada essa massa de solo (Figura 2), suponhamos que ela seja limitada por um muro sem atrito de altura  $H$ . Este elemento de solo esteja situado a uma profundidade  $z$ , onde pode se deformar pelo efeito do peso do material sobre ele, porém essas deformações são equilibradas devido a continuidade da massa em todas as direções, estando assim num equilíbrio elástico.

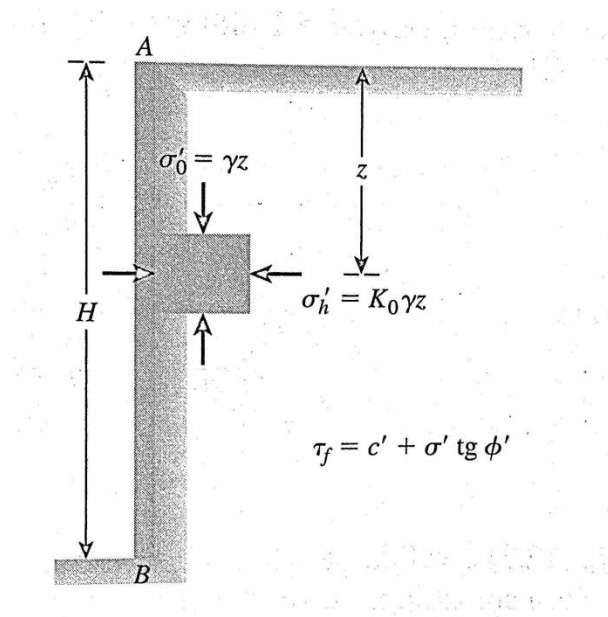


Figura 2 - Pressão de terra em repouso (DAS, 2006; GUERRIN & LAVAU, 2003)

Submetido a uma pressão efetiva vertical,  $\sigma'_0$  e a uma pressão horizontal,  $\sigma'_h$ . Não havendo tensões de cisalhamento nos planos vertical nem horizontal, definimos a relação entre  $\sigma'_0$  e  $\sigma'_h$ :

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0}$$

Observando a Figura 2 que mostra o muro AB contendo a massa de solo seco com peso específico  $\gamma$ , a uma profundidade  $z$  temos:

$$\sigma'_0 = \gamma z \rightarrow \text{Tensão efetiva vertical}$$

$$\sigma'_h = K_0 \gamma z \rightarrow \text{Tensão efetiva horizontal}$$

Onde:

$\gamma$  = peso específico do solo.

$K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso.

Portanto,

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Onde:

$K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso.

$\sigma'_h$  = pressão efetiva horizontal.

$\sigma'_v$  = pressão efetiva vertical.

Para solos normalmente adensados, Jaky (1944) propôs de maneira empírica uma simplificação no cálculo do coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ):

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

Onde:

$K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso.

$\phi'$  = ângulo de atrito drenado.

Quanto maior a resistência do solo, maior a capacidade de absorver tensões internas, portanto menor sua capacidade de deformação (Maragon, UFJF).

Sherif, Fang e Shrif (1984) observaram por ensaios de laboratório que a equação de Jaky (1944) proporciona bons resultados quando o aterro é de areia fofa. Quanto à utilização de areia compacta e compactada seus ensaios demonstraram maior eficiência a seguinte relação para projeto (DAS, 2006):

$$K_0 = (1 - \sin \phi') + \left[ \frac{\gamma_d}{\gamma_d (\text{mín})} - 1 \right] 5,5$$

Onde:

$\gamma_d$  = peso específico seco compactado real da areia atrás do muro.

$\gamma_d (\text{mín})$  = peso específico seco da areia no estado mais fofo.

Após analisar 171 solos, Mayne e Kulhawy (1982) recomendam algumas modificações para a equação do  $K_0$  para solos que varia de argila a pedregulho (DAS, 2006).

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (OCR)^{\sin \phi'}$$

Onde:

OCR = razão de sobreadensamento.

$\sigma'_c$  = pressão de pré-adensamento.

$\sigma'_0$  = pressão presente de sobrecarga efetiva.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}$$

Segundo Domingues (1997), para um muro de altura H, indeslocável, sem ação de sobrecarga, sem ação do nível do lençol freático o valor do empuxo pode ser dado por:

$$E_0 = \int_0^H \sigma'_h dz = \int_0^H K_0 \gamma z dz$$

Após resolver a integral temos:

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Onde:

$E_0$  = empuxo em repouso.

$K_0$  = coeficiente do empuxo em repouso.

$\gamma$  = peso específico do solo.

H = altura do muro.

## **2.1.2. Empuxo ativo e passivo**

### **2.1.2.1. Teoria de Rankie**

Observando um muro de arrimo, ao depositar o aterro o conjunto muro-solo começa a trabalhar. Caso o muro permaneça estático, as ações sobre ele terão características estáticas, isto é, empuxo em repouso, sendo aplicáveis as relações demonstradas no item (2.1.1). No entanto, em casos práticos Rankie (1857) observou que o muro no instante que começa a sofrer ações do empuxo de terra o mesmo tende a transladar, o solo sofre deformações passando do estado de repouso para o equilíbrio plástico.

Segundo Das (2006), a expressão equilíbrio plástico no solo se refere à condição em que cada ponto em uma massa de solo está na iminência de ruptura.

Baseado nessas constatações a perturbação do repouso produz um estado ativo quando o solo sofre expansão ou passivo quando o solo sofre retração (DOMINGUES, 1997).

A Figura 3 mostra uma massa de solo a uma profundidade  $z$  e limitado por um muro. Sendo as tensões na vertical ( $\sigma'_{00}$ ) e na horizontal ( $\sigma'_{hh}$ ), considerando um deslocamento  $\Delta L$  para direita, ou para esquerda, então segundo Das (2006) quando uma condição de tensão no elemento de solo puder ser representada pelo círculo de Mohr, o estado de equilíbrio plástico e a ruptura do solo ocorrerão.

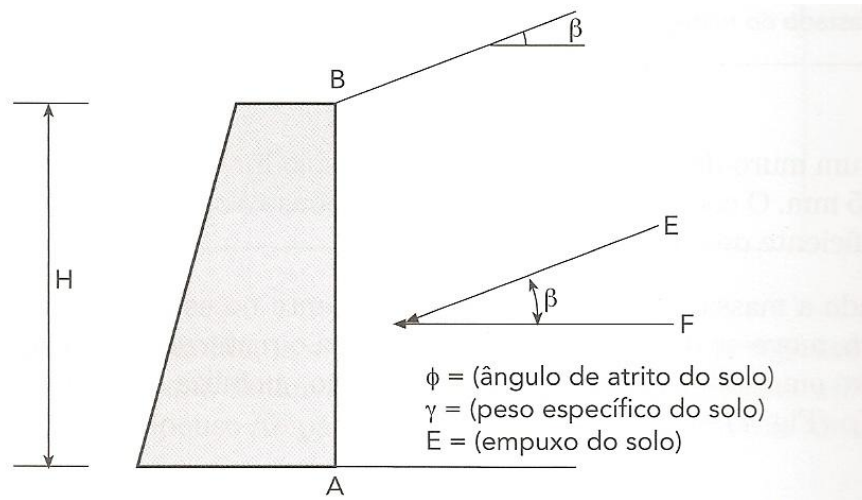


Figura 3 - Tipologia geral da teoria de Rankine, (MARCHETTI, 2007)

Segundo Marchetti (2007) partindo da teoria de Rankine o valor do coeficiente ativo pode ser expresso segundo a equação de  $K_a$  e para os valores do coeficiente passivo pode ser expresso segundo a equação  $K_p$ .

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Onde:

$\beta$  = inclinação do maciço de terra atrás do muro.



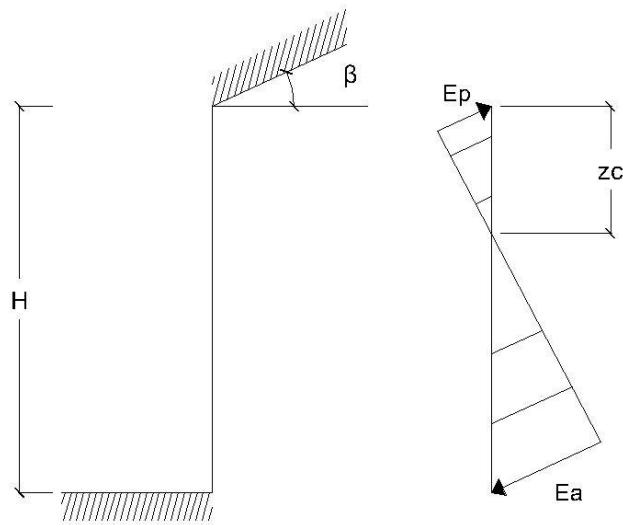
Para terraplenos com inclinação  $\beta=0$  as equações dos coeficientes de empuxo passivo e ativo podem ser expressas com as seguintes simplificações, respectivamente:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Onde:

$\phi$  = ângulo de atrito do solo.



**Figura 4 - Caso geral de empuxo passivo e ativo pela teoria de Rankine.**

Sabendo que  $z_c$  é a altura do terrapleno até o local onde o empuxo é nulo (Figura 4), Rankine estabeleceu as seguintes expressões para o empuxo ativo e passivo, respectivamente (DAS, 2006):

$$E_a = K_a \gamma H^2$$

$$E_p = K_p \gamma H^2$$

Onde:

$E_a$  = empuxo ativo.

$E_p$  = empuxo passivo.

$K_a$  = coeficiente do empuxo ativo.

$K_p$  = coeficiente do empuxo passivo.

$\gamma$  = peso específico do solo.

$H$  = altura do muro.

A determinação do  $z_c$  pode se dar pela seguinte equação:

$$z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

Onde:

$C$  = coesão do solo.

### 2.1.2.2. Teoria de Coulomb

Partindo de um solo isotrópico e homogêneo, Coulomb (1776) baseou sua hipótese no fato do solo deslizar devido à perda de resistência ao cisalhamento ou atrito.

Admitiu-se então um maciço indeformável que frequentemente sofre ruptura ao longo de uma superfície curva, porém por razões práticas, substituiu por uma superfície plana (Figura 5) que Moliterno (1994) chamou de *plano de ruptura*, *plano de deslizamento* ou *plano de escorregamento*.

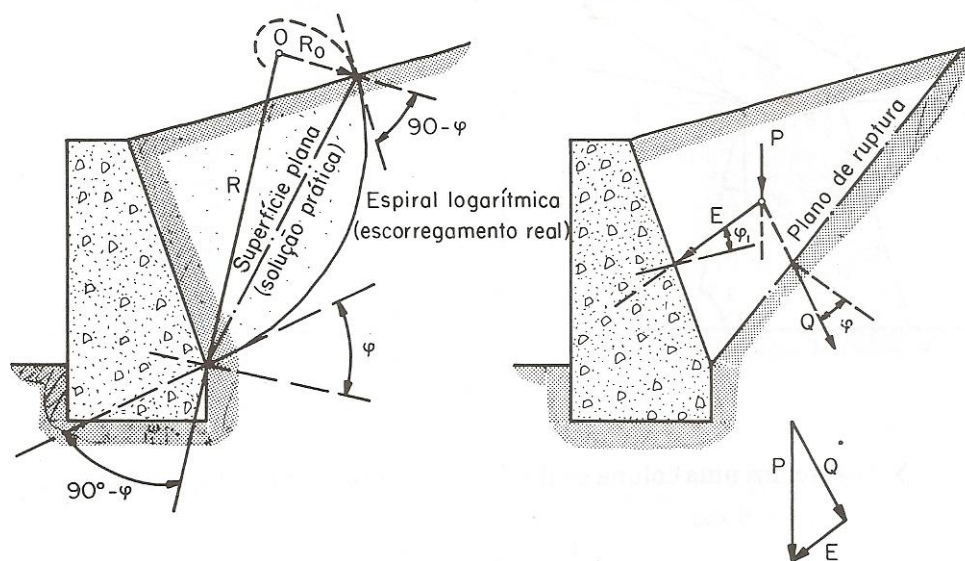


Figura 5 - Superfície de ruptura por Coulomb. (MOLITERNO, 1994)

Dando início aos cálculos, Coulomb considerou as seguintes forças atuando no muro:

- $E$  – empuxo atuante no muro.
- $Q$  – força cisalhante atuante no plano de ruptura.
- $P$  – peso da cunha de solo.

Para um projeto de muro de arrimo, o empuxo E é a principal força que nos interessa saber. Coulomb admitiu o empuxo com uma direção conhecida e o ângulo formado entre o vetor E junto com a normal ao parâmetro do muro um ângulo  $\phi_1$ , na qual foi chamado de ângulo de rugosidade do muro. Partindo dessa constatação o coeficiente de atrito da terra contra o muro é a tangente do ângulo  $\phi_1$ .

O vetor Q forma com a normal ao plano de ruptura um ângulo  $\phi$ , cuja tangente é igual ao ângulo de atrito do terreno.

Portanto temos:

- $\phi_1$  – ângulo de rugosidade do muro.
- $\tan \phi_1$  – coeficiente de atrito da terra contra o muro.
- $\tan \phi$  – coeficiente de atrito do solo contra o solo.

Para dar início aos cálculos, Coulomb (1776) considerou a pressão do solo sobre o muro como sendo uma distribuição linear de cargas, na qual sua área resulta no empuxo E.

Sendo necessário fazer considerações para o solo, como atrito entre as partículas, a rugosidade do muro e a inclinação do terreno em relação à horizontal, foi introduzido um coeficiente K na fórmula do empuxo E.

$$E = \frac{1}{2} \gamma K H^2$$

O valor do coeficiente K segundo Coulomb pode ser expresso da seguinte maneira:

$$K = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \phi_1) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - \alpha) \sin(\phi + \phi_1)}{\sin(\beta - \phi_1) \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

Onde:

$\alpha$  = ângulo de inclinação do terreno adjacente.

$\theta$  = ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical.

$\beta = 90 - \theta$

$\phi_1$  = ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro.

$\phi$  = ângulo de repouso da terra, ângulo de talude natural ou ângulo de atrito interno.

Em aplicações práticas, o valor do coeficiente K pode ser simplificado baseando as alterações em alguns parâmetros do solo (MOLITERNO, 1994):

I. Paramento interno liso e vertical

$$\Phi_1 = 0; \theta = 0; \beta = 90$$

$$K = \frac{\cos^2 \Phi \cos \alpha}{\left[ \sqrt{\cos \alpha} + \sqrt{\sin(\Phi - \alpha) \sin \Phi} \right]^2}$$

II. Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno horizontal.

$$\Phi_1 = 0; \alpha = 0$$

$$K = \frac{\cos^2(\theta + \Phi)}{\cos \theta (\cos \theta + \sin \Phi)^2}$$

III. Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno com inclinação.

$$\alpha = \Phi; \Phi_1 = 0$$

$$K = \frac{\cos^2(\theta + \Phi)}{\cos^3 \theta}$$

IV. Paramento interno liso, vertical e terreno com inclinação.

$$\alpha = \Phi; \Phi_1 = 0; \theta = 0$$

$$K = \cos^2 \Phi$$

Segundo Moliterno (1994), as devidas simplificações da expressão (1.17) para diversos tipos de casos podem ser vista na Tabela 1.

Tabela 1 - Cálculo do empuxo pela teoria de Coulomb. (MOLITERNO, 1994)

Cálculo do empuxo pela teoria de Coulomb				
Elementos		Terreno sem sobrecarga	Terreno com sobrecarga	
Dados preliminares	<div>h... altura do muro</div> <div><math>\psi</math>... de talude natural</div> <div><math>\gamma</math>... massa específica aparente da terra</div> <div><math>\alpha</math>... de inclinação do terreno adjacente</div>			
		<div><math>H = h + h_o</math></div> <div><math>h_o = \frac{g}{\gamma t}</math></div>		
		$E = \frac{1}{2} K \gamma t h^2$		
		$E = \frac{1}{2} K \gamma t (H^2 - h_o^2)$		
		Direção <div><math>\delta = \theta = \psi_1</math></div>		
Componentes		$E_V = E \sin \delta$	$E_H = E \cos \delta$	
Ponto de aplicação		$Y = \frac{h}{3}$	$Y = \frac{1}{3} h \left( \frac{H + 2h_o}{H + h_o} \right)$	
Pressões 1/m <sup>2</sup>	No topo	$P_s = 0$	$P_s = K \gamma t h_o$	
	Na base	$P = K \gamma t h$	$P = K \gamma t h$	
Coeficiente de empuxo K	Caso geral	$K = \frac{\sin^2(\beta + \psi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \psi_1) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\psi - \alpha) \cdot \sin(\psi - \psi_1)}{\sin(\beta - \psi_1) \cdot \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$		
	1º	Paramento interno liso e vertical $\psi_1 = 0$ ; $\theta = 0$ ; $\beta = 0$	$K = \frac{\cos^2 \psi \cos \alpha}{(\sqrt{\cos \alpha} + \sqrt{\sin(\psi - \alpha) \sin \psi})^2}$	
	2º	Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno horizontal $\alpha = 0$ ; $\psi_1 = 0$	$K = \frac{\cos^2(\theta + \psi)}{\cos \theta (\cos \theta + \sin \psi)^2}$	
	3º $\alpha = \psi$	Paramento interno liso, inclinado do lado da terra e terreno com inclinação $\alpha = \psi$ ; $\psi_1 = 0$	$K = \frac{\cos^2(\theta + \psi)}{\cos^3 \theta}$	
	4º $\alpha = \psi$	Paramento interno liso, vertical e terreno horizontal $\alpha = \psi$ ; $\psi_1 = 0$ ; $\theta = 0$	$K = \cos^2 \psi$	
	5º	Paramento interno liso, vertical do lado da terra e terreno horizontal $\alpha = 0$ ; $\psi_1 = 0$ ; $\theta = 0$ - (Caso geral dos muros de concreto armado)	$K = \tan^2(45^\circ - \frac{\psi}{2})$	
Dados Auxiliares	Tipo de solo		$\gamma t t/m^3$	$\psi$
	Terra de jardim, naturalmente úmida		1,7	25°
	Areia e saibro com umidade natural		1,8	30°
	Areia e saibro saturados		2,0	27°
	Cascalho e pedra britada		1,8-1,9	40°-30°
	Barro e argila		2,1	17°-25°
	$\psi_1$ ... de rugosidade do muro		$\psi_1 = 0$ ..... Paramento liso $\psi_1 = 0,5 \psi$ ..... Paramento parcialmente rugoso $\psi_1 = \psi$ ..... Paramento rugoso	

### 2.1.3. Cálculo do Empuxo

Nos projetos de muro de arrimo consideramos apenas o empuxo ativo. Com base nas variabilidades construtivas de má compactação não podemos garantir a presença perene do

empuxo passivo durante toda a vida útil do muro. Logo, para as formulações seguintes chamaremos o empuxo ativo de somente empuxo ou empuxo atuante.

Para a determinação eficiente do valor do empuxo atuante em muros três situações de cálculos são consideradas: terreno posterior ao muro sem sobrecarga, terreno posterior ao muro sob ação de sobrecarga e nível freático superior ao da base.

### 2.1.3.1. Terreno sem sobrecarga

Para este tipo de situação, o empuxo atuante ocorre devido somente às pressões do solo. A Figura 6 representa as ações do solo sob o muro.

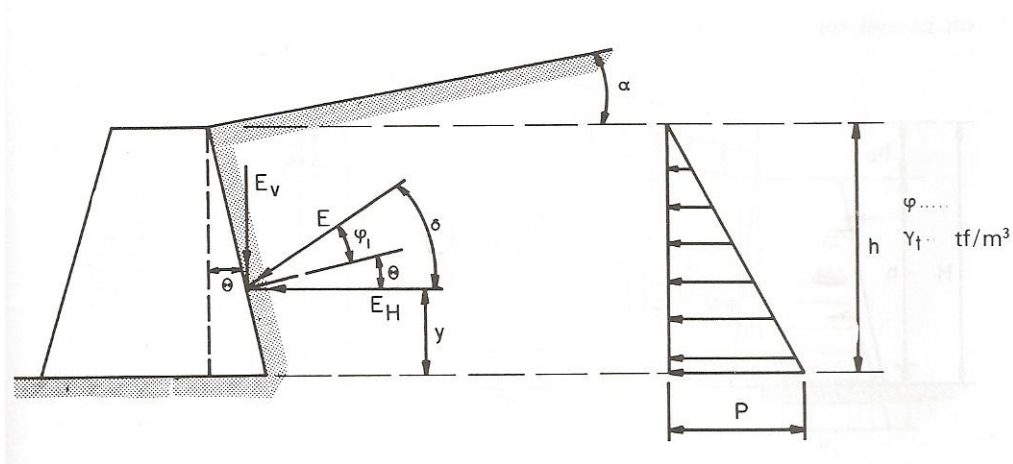


Figura 6 - Muro de arrimo com terreno sem sobrecarga. (MOLITERNO, 1994)

Segundo Moliterno (1994), as forças atuantes podem ser determinadas segundo as equações a baixo:

#### I. Empuxo

$$E = \frac{1}{2} K \gamma_t h^2$$

Onde:

$K$  = coeficiente do empuxo.

$\gamma_t$  = peso específico do solo.

$h$  = altura do muro.

#### II. Direção do empuxo

$$\delta = \theta + \varphi_1$$

Onde:

$\theta$  = ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical.

$\varphi_1$  = ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro.

### III. Ponto de aplicação

$$y = \frac{h}{3}$$

Onde:

$h$  = altura do muro.

### IV. Pressão na base

$$p = K\gamma_t h$$

#### 2.1.3.2. Terreno com sobrecarga

No cálculo de um muro, usualmente ponderamos ações de sobrecargas no terreno adjacente, estas ações podem ser de provenientes de máquinas, multidões, construções, etc.

Quando atribuídas ao terreno, as sobrecargas são representadas como uma altura  $h_0$ , na qual descreve como sendo um complemento de terra acima do nível do muro.

Segundo Moliterno (1994) e Marchetti (2007) esse acrescimo de carga pode ser expresso da seguinte maneira:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma_t}$$

Onde:

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

$\gamma_t$  = peso específico do solo.

$q$  = carga aplicada sobre o muro.

Através de simplificações geométricas (Figura 7), Moliterno (1994) propõe algumas equações para determinação do empuxo nesse tipo de situação.

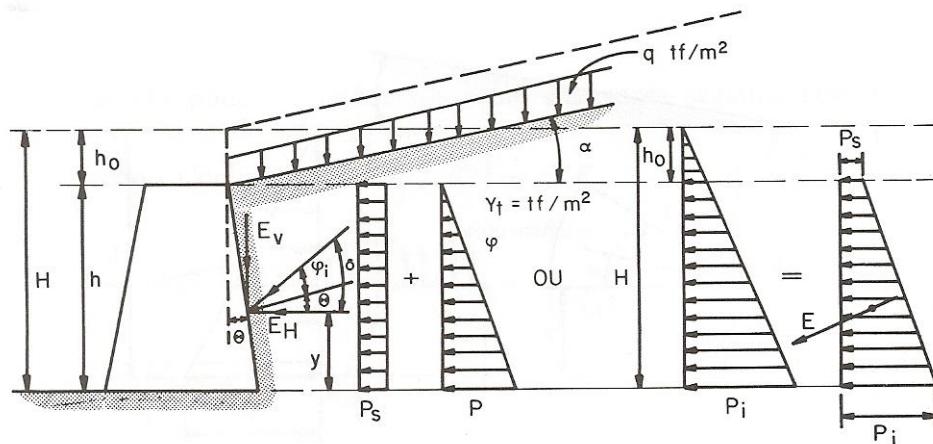


Figura 7 - Muro de arrimo sobre ação de sobrecarga. (MOLITERNO, 1994)

### I. Altura total

$$H = h + h_0$$

Onde:

$h$  = altura do muro.

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

### II. Empuxo

$$E = \frac{1}{2} K \gamma_t (H^2 - h_0^2)$$

Onde:

$K$  = coeficiente do empuxo.

$\gamma_t$  = peso específico do solo.

### III. Direção do empuxo

$$\delta = \theta + \varphi_1$$

Onde:

$\theta$  = ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical.

$\varphi_1$  = ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro.

### IV. Pressões atuantes

-No topo



$$P_s = K\gamma_t h_0$$

-Na base

$$P_i = K\gamma_t H$$

Onde:

H = altura total.

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

## V. Ponto de aplicação do empuxo

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2P_s + P_i}{P_s + P_i}$$

### 2.1.3.3. Nível freático superior ao da base

Quando a ocorrência de água atuando sobre o muro tem-se a necessidade de drenagem em seu perímetro, entretanto com a ocorrência de falha no sistema, as forças de percolação podem chegar a dobra a intensidade do empuxo.

Para a consideração da influência da água nos cálculos, a massa de solo será tratada com duas: solo seco e submerso.

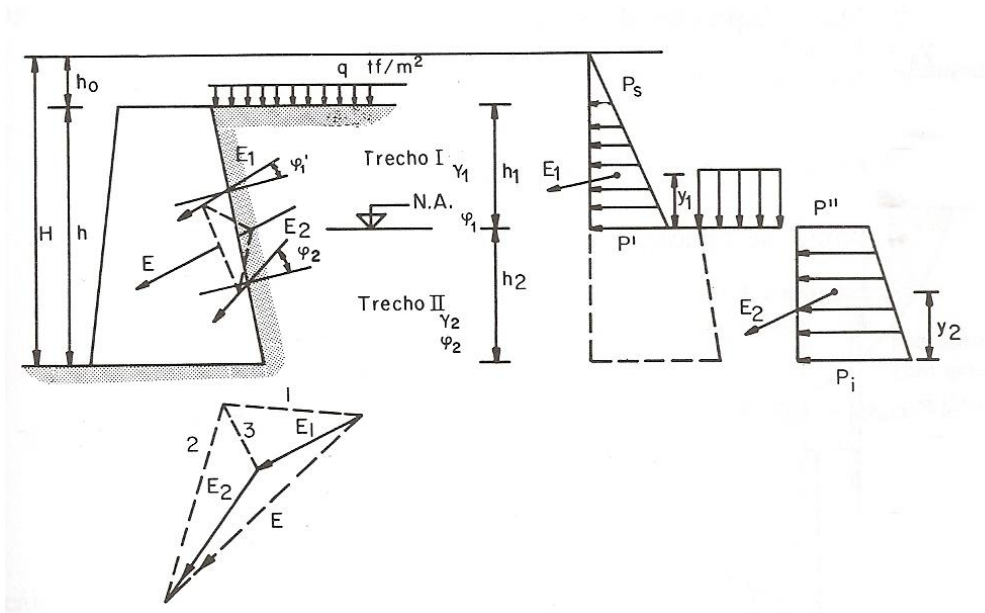


Figura 8 - Muro de arrimo sobre ação do nível freático. (MOLITERNO, 1994)

Na Figura 8, o Trecho I refere-se ao nível de solo seco, portanto em sua base de cálculos será considerado o item 2.1.3.2:

### **I. Altura total**

$$H = h + h_0$$

Onde:

$h$  = altura do muro.

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

### **II. Empuxo**

$$E_1 = \frac{1}{2} K \gamma_t (H^2 - h_0^2)$$

Onde:

$K$  = coeficiente do empuxo.

$\gamma_t$  = peso específico do solo.

### **III. Direção do empuxo**

$$\delta = \theta + \varphi_1$$

Onde:

$\theta$  = ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical.

$\varphi_1$  = ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro.

### **IV. Pressões atuantes**

-No topo

$$P_s = K \gamma_t h_0$$

-Na base

$$P_i = K \gamma_t H$$

Onde:

$H$  = altura total.

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

### **V. Ponto de aplicação do empuxo**

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2P_s + P_i}{P_s + P_i}$$

Para o Trecho II será feita as seguintes considerações para o cálculo:

### **I. Massa específica do solo submerso**

$$\gamma'_2 = \gamma_2 + (1 - \varepsilon)\gamma_a$$

Onde:

$\gamma_2$  = massa específica do solo seco.

$\varepsilon$  = índice de vazios = 0,3 a 0,4.

$\gamma_a$  = massa específica da água = 1 t/m<sup>3</sup>.

### **II. Pressões atuantes**

-No nível d'água

$$P'' = K\gamma_2(h_0 + h_1)$$

-Base abaixo do nível d'água

$$P_i = K\gamma'_2(h_0 + h_1 + h_2)$$

Onde:

$h_0$  = altura de terra equivalente à sobrecarga.

$h_1$  = altura correspondente ao trecho seco.

$h_2$  = altura do N.A.

### **III. Empuxo**

$$E_2 = \frac{1}{2}h_2(P'' + P_i)$$

### **IV. Ponto de aplicação do empuxo**

$$y = \frac{h_2}{3} \times \frac{2P'' + P_i}{P'' + P_i}$$

### **V. Empuxo total**

É o somatório do empuxo correspondente ao Trecho I (seco) e o Trecho II (submerso).

$$E = E_1 + E_2$$

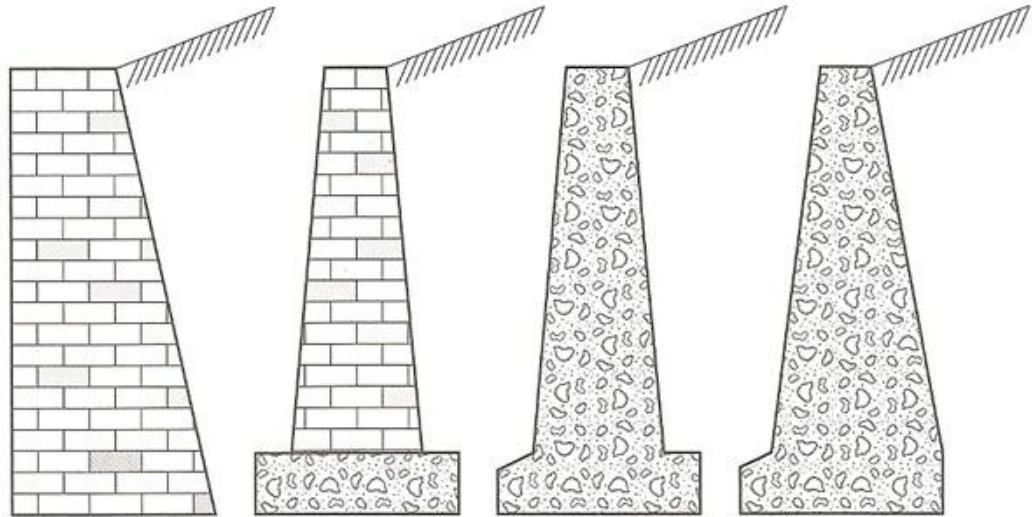
## **3. Definição**

### **3.1. Muros de arrimo por gravidade**

São obras de contenção que tem como finalidade suportar o empuxo dos maciços das encostas através do seu peso próprio. Por causa de seu grande volume sua aplicação é limitada pela capacidade de suporte do solo, geralmente sendo necessários uma capacidade mais

elevada que os demais muros. Sua indicação é normalmente empregada para locais com baixa solicitação já que, para suportar elevadas solicitações passam a exigir maior espaço e volume para o muro.

Dentre os materiais mais usados destacam-se alvenaria de pedra, blocos pré-fabricados ou concretos ciclópico, existindo outros modelos novos com a utilização de geotêxteis e pneus como elementos estruturais.

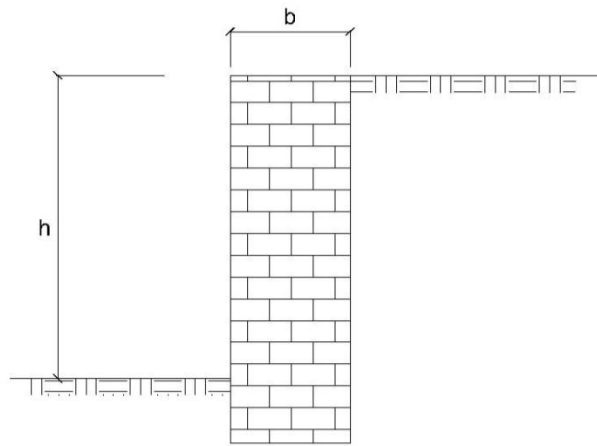


**Figura 9 – Exemplos de muros. (MARCHETTI, 2007)**

Os muros de gravidade tem seu dimensionamento baseado na criação de uma força de atrito formada pelo muro juntamente com a interface do solo que evita seu deslocamento.

### **3.1.1. Perfil Retangular**

Este tipo de perfil é recomendado somente para pequenas alturas, ficando inviável economicamente para maiores dimensões. Sua utilização pode se dar através de blocos de alvenaria ou de concreto ciclópico.



**Figura 10 - Muro de arrimo por gravidade em perfil retangular.**

Segundo (MOLITERNO, 1994) seu pré-dimensionamento se dá da seguinte forma:

- Muro de alvenaria de tijolos:

$$b = 0,40 h$$

- Muro de alvenaria de pedra ou concreto ciclópico:

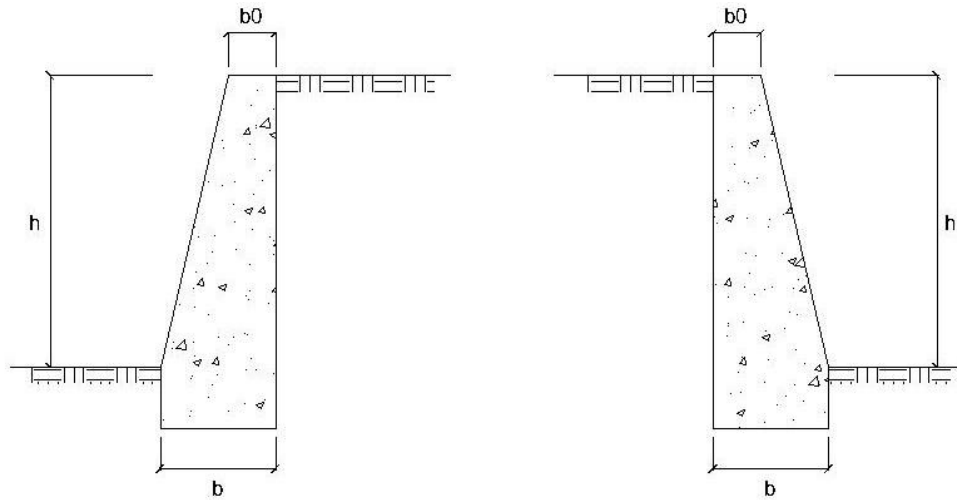
$$b = 0,30 h$$

### **3.1.2. Perfil Trapezoidal**

Em relação ao perfil retangular, o perfil trapezoidal se destaca em economia de volume e sua utilização para altura mais elevadas. Sua construção assemelha ao retangular em sua construção, podendo ser em alvenaria ou concreto ciclópico, sendo o último o mais usual.

O muro pode se dar pelo dimensionamento das duas faces inclinadas ou somente uma face inclinada. Para muros com face frontal na vertical é recomendado uma inclinação na direção do maciço de terra de pelo menos 1:30, com a finalidade de evitar a sensação de tombamento na direção dos usuários.

### 3.1.3. Perfil Trapezoidal com inclinação em somente uma face



**Figura 11 - Muro de arrimo por gravidade em perfil trapezoidal.**

Segundo Marchetti (2007), o pré-dimensionamento este tipo de perfil pode ser feito da seguinte forma:

$$b_0 = 30 \text{ cm ou } 8\% \text{ a } 15\% \text{ de } h$$

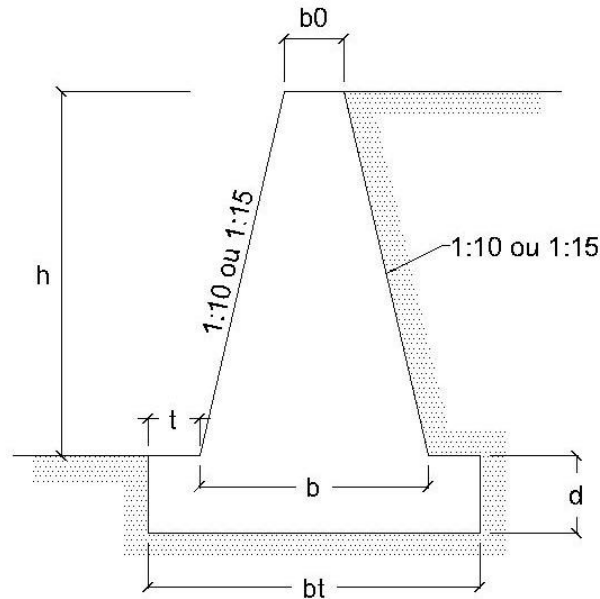
$$b = 40\% \text{ a } 70\% \text{ de } h$$

Moliterno (1994) descreve seu pré-dimensionamento de forma semelhante:

$$b_0 = 0,14 h$$

$$b = b_0 + h/3$$

### 3.1.4. Perfil Trapezoidal com inclinação dupla



**Figura 12 - Muro de arrimo por gravidade em perfil trapezoidal.**

Moliterno (1994) propõe seu pré-dimensionamento da seguinte forma:

$$b = 1/3 h$$

$$t = 1/6 h$$

$$d \geq t$$

Marchetti (2007) estipula parâmetros máximos e mínimos para um bom dimensionamento do perfil trapezoidal, são eles:

$$d = 12\% \text{ a } 15\% h$$

$$bt = 40\% \text{ a } 70\% h$$

$$b0 = 30\text{cm ou } 8\% \text{ a } 15\% h$$

### 3.1.5. Muros de concreto armado

Os muros de concreto armado são estruturas que consistem em um elemento estrutural na vertical em balanço engastada em uma fundação. Geralmente temos a utilização de sapatas que se equilibram junto com o empuxo do solo, porém em casos especiais podem ser usadas estacas ou tubulões.

Por seu peso próprio ser inferior a maioria dos demais muros, sua utilização apresenta maior versatilidade, podendo ser empregada em locais onde o solo possui menor

resistência de suporte. Isto se dá, porque o conjunto solo-fundação são os responsáveis pelo equilíbrio do sistema.

Segundo Domingues (1997) para a escolha deste tipo de muro devem ser analisados os seguintes aspectos:

- Dificuldade de compactação do aterro no encontro das lajes;
- Acréscimo de terreno requerido para este serviço;
- Preparação de fôrmas, armaduras, concretagem e cura.

Moliterno (1994) ressalta que este tipo de estrutura é economicamente vantajosa para alturas até 4,00 m, porém aspectos técnicos contrários ao seu emprego em alturas maiores não foram encontrados nas bibliografias atuais.

Neste tipo de estrutura a única dimensão conhecida é a altura, sendo que o cálculo é elaborado considerando a extensão de 1,00 m de muro.

Para muros de comprimentos superiores a 25 m, a fim de minimizar os esforços causados pela variação de temperatura recomenda-se prever juntas de dilatação a cada 25 m.

Em termos executivos, a utilização de drenos na parte posterior do muro é de suma importância na conservação do terreno enxuto, a fim de não provocar aumento do empuxo (MOLITERNO, 1994; GUERRION e LAVAU, 2003). Recomenda-se o uso de tubos com derivações atravessando a parede do muro em certos intervalos.

### 3.1.6. Perfil L

Este perfil é somente empregado em alturas baixas ( $< 2\text{m}$ ). Usualmente o dente de ancoragem é empregado, ele aumenta a resistência contra escorregamento, porém sua utilização não é uma regra, podem ser retirado.

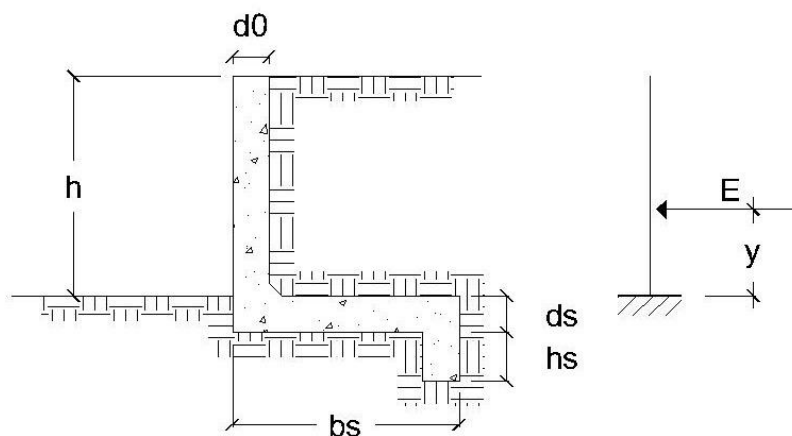


Figura 13 – Muro de concreto em Perfil L



Segundo o esquema do muro de concreto armado de perfil L, têm-se:

$d_0$  – largura da laje vertical (muro)

$h$  – altura total do desnível de cotas;

$h_s$  – altura do dente de ancoragem;

$b_s$  – comprimento total da sapata;

$d_s$  – altura da sapata;

$E$  – empuxo;

$y$  – altura em que o empuxo se aplica.

Para seu pré-dimensionamento Moliterno (1994) sugere:

$$d_0 = 12\sqrt{M}$$

$$d_s = d_0$$

$$b_s = 0,50 h$$

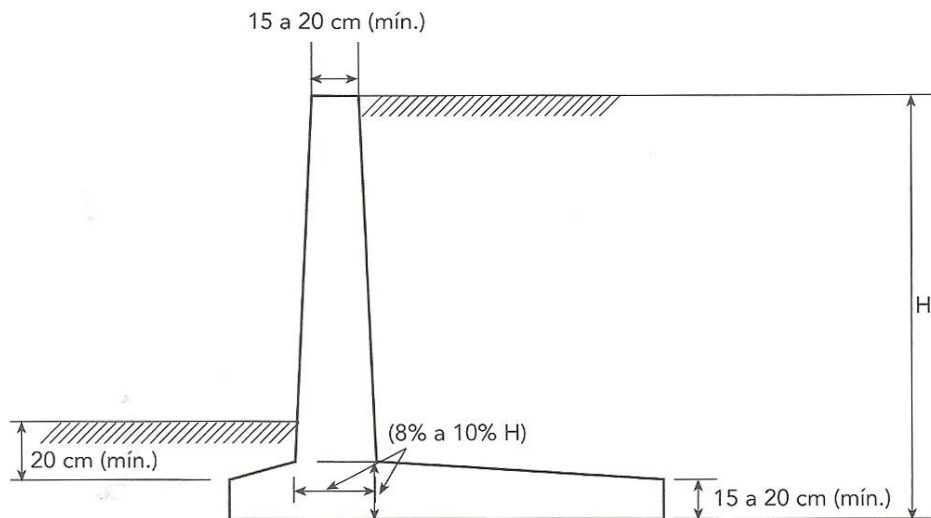
$$h_s = 0,08 h$$

### **3.1.7. Perfil clássico**

Este perfil é em suma o mais adotado pela ampla maioria dos projetistas. Tendo como característica sua facilidade construtiva e sua maior amplitude de altura (2,00 m a 4,00 m).

Partindo para o pré-dimensionamento, dois autores propõem formas de se obter dimensões para iniciar a marcha dos cálculos ou uma estimativa de custos, são eles:

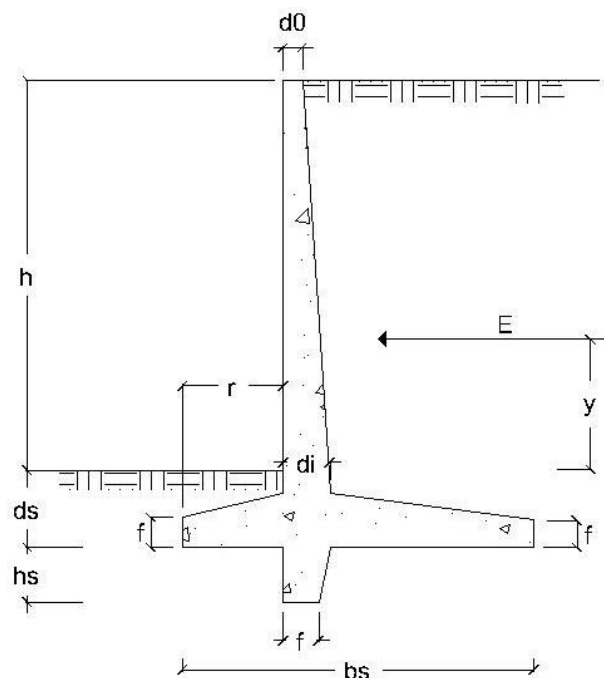
### 3.1.7.1. Pré-dimensionamento segundo Marchetti (2007)



**Figura 14 - Muro de concreto armado em perfil clássico sem dente de ancoragem (MARCHETTI 2007).**

Observamos que suas estimativas ainda são muito vagas, por não prevê um dente de ancoragem na sapata. Este dente tem como finalidade evitar o escorregamento do conjunto.

### 3.1.7.2. Pré-dimensionamento segundo Moliterno (1994)



**Figura 15 - Muro de concreto armado em perfil clássico**

$$d0 = \begin{cases} 10 \text{ cm} - \text{concreto com brita n}^\circ 2 \\ 15 \text{ cm} - \text{concreto com brita n}^\circ 3 \end{cases}$$

$$f = 15 \text{ cm ou } 20$$

$$E = \text{Empuxo de terra}$$

$$y = \text{Altura em que o empuxo se aplica} \dots \frac{1}{3}h$$

$$M = E \times y$$

$$di = 10\sqrt{M}$$

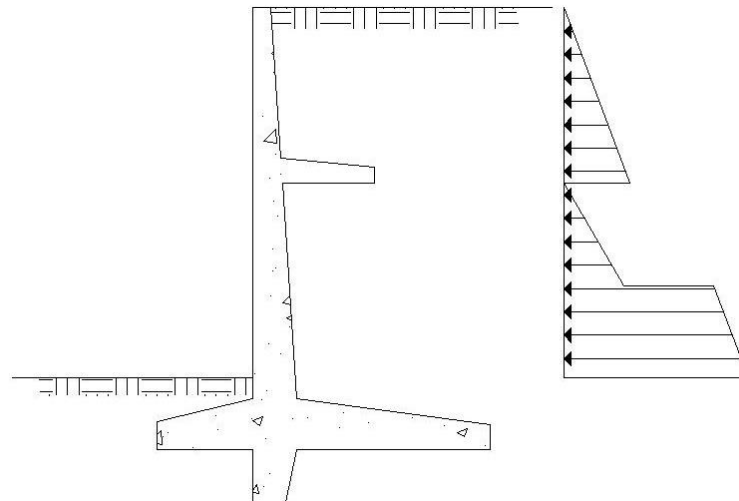
$$bs = \begin{cases} 0,5h \\ 0,6h \end{cases} \quad r = \begin{cases} \frac{1}{6}h \\ \frac{1}{8}h \end{cases} \quad hs = \begin{cases} 0,07h \\ 0,08h \end{cases}$$

$$ds \geq di$$

### 3.1.8. Perfil especial com laje intermediária

Quando o empuxo do solo encontra-se com proporções bastante elevadas, a tendência do aumento das dimensões da largura da laje vertical se torna evidente no combate das forças horizontais. No entanto um recurso comumente empregado é a utilização de uma laje intermedia a fim de amenizar o diagrama de empuxo.

Este tipo de perfil é utilizado para altura de 2,00 m até 4,00 m.

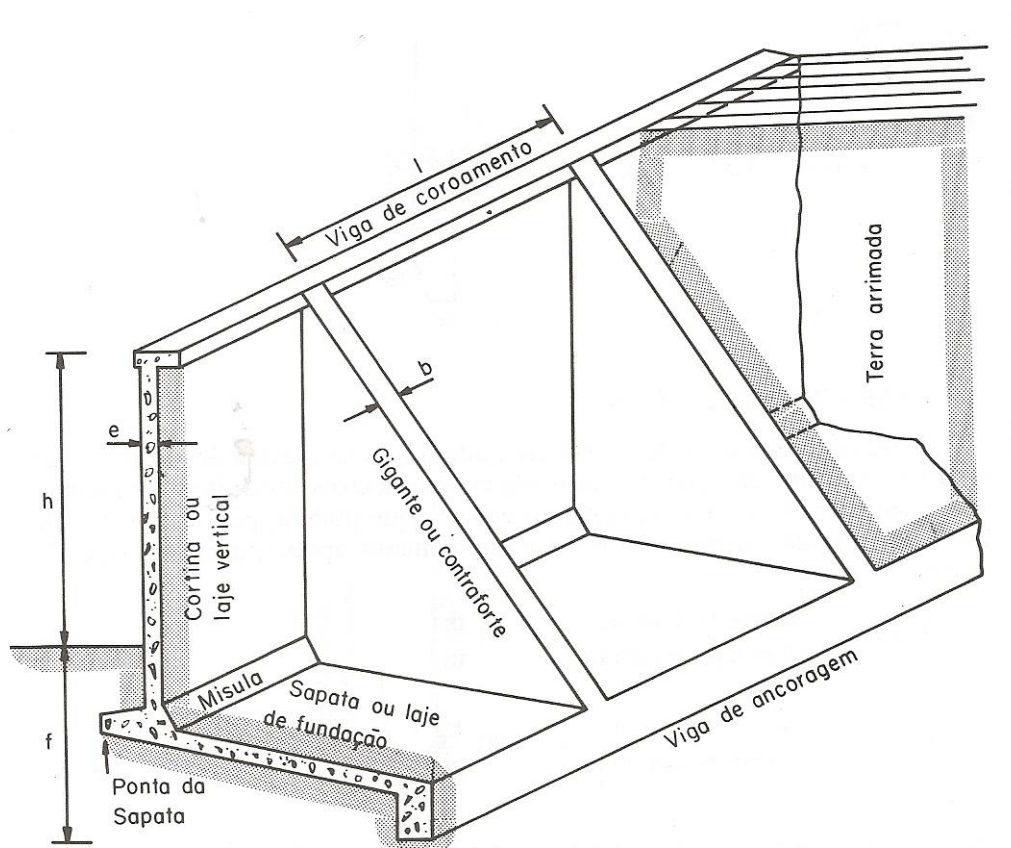


**Figura 16 - Muro de concreto armado em perfil especial**

### 3.1.9. Perfil com contraforte

Muros com contrafortes são comumente utilizados em situações onde a diferença de conta fique entre 6 m a 9 m onde o empuxo de terra é muito elevado para utilização de perfis clássicos de muro de concreto (MARCHETTI, 2007).

Os contrafortes são elementos estruturais que se solidarizam junto à cortina e a sapata, seu objetivo é transmitir as ações provenientes das cargas da laje (vertical) para a fundação (MOLITERNO, 1994).



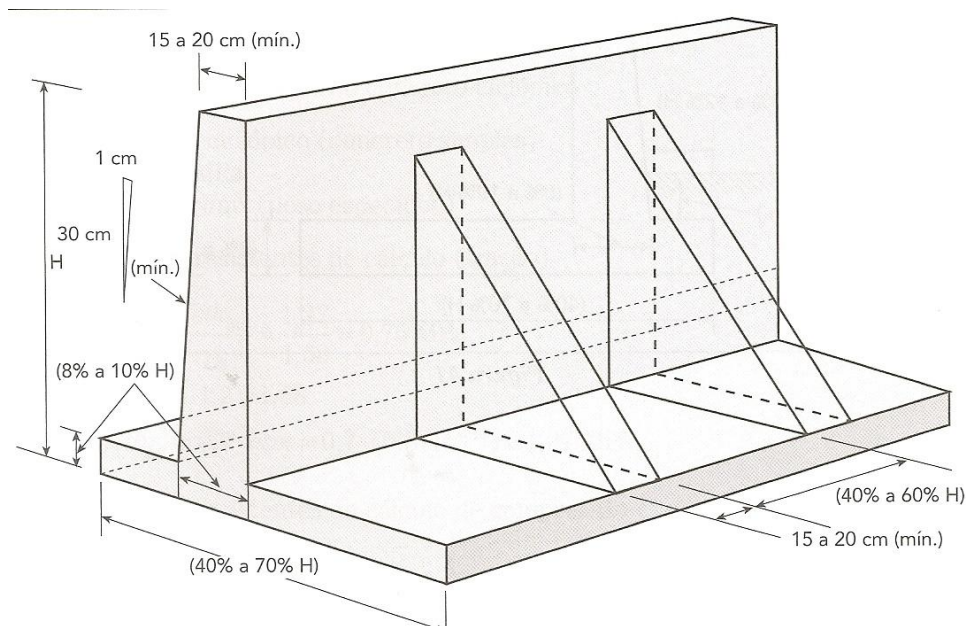
**Figura 17 - Muro de concreto armado com contraforte (MOLITERNO, 1994).**

Este tipo de solução é mais comum à utilização de fundação tipo rasa e direta, onde a sapata transmite as cargas o conjunto direto para o solo. Para a utilização desse modelo exige uma capacidade de resistência do solo mínima de  $2\text{kgf/cm}^2$ , caso contrário perde a economia para soluções como cortinas atirantadas e fundações sobre estacas.

Em geral, os contrafortes (ou nervuras) são posicionados voltados para o reaterro sendo devidamente armados para resistir aos esforços de tração. Porém, em casos raros, quando temos os contrafortes posicionados de forma contrária, voltados para a diferença de nível, eles devem ser calculados como à compressão.

Como visualização do conjunto se tem as lajes verticais engastadas nos contrafortes, engastadas nas sapatas e livre na borda superior.

Marchetti (2007) propõe seu pré-dimensionamento da seguinte forma:



**Figura 18 - Pré-dimensionamento: Muro de concreto armado com contraforte (MARCHETTI, 2007).**

#### **4. Verificações preliminares para projetos de muros isolados**

Para a elaboração de um projeto de muro a flexão, tem-se a necessidade do conhecimento prévio de fatores provenientes do solo, tais como ângulo de atrito interno, peso específico aparente e ângulo de atrito solo-contenção.

Conhecidos os fatores do terreno, damos início à primeira etapa de cálculos, o pré-dimensionamento do muro, onde são fixadas dimensões e são verificados os fatores da estabilidade do conjunto. Na segunda etapa são calculados os esforços internos no muro e em sua fundação, a partir dos quais serão dimensionados a armação do conjunto.

##### **4.1. Pré-dimensionamento**

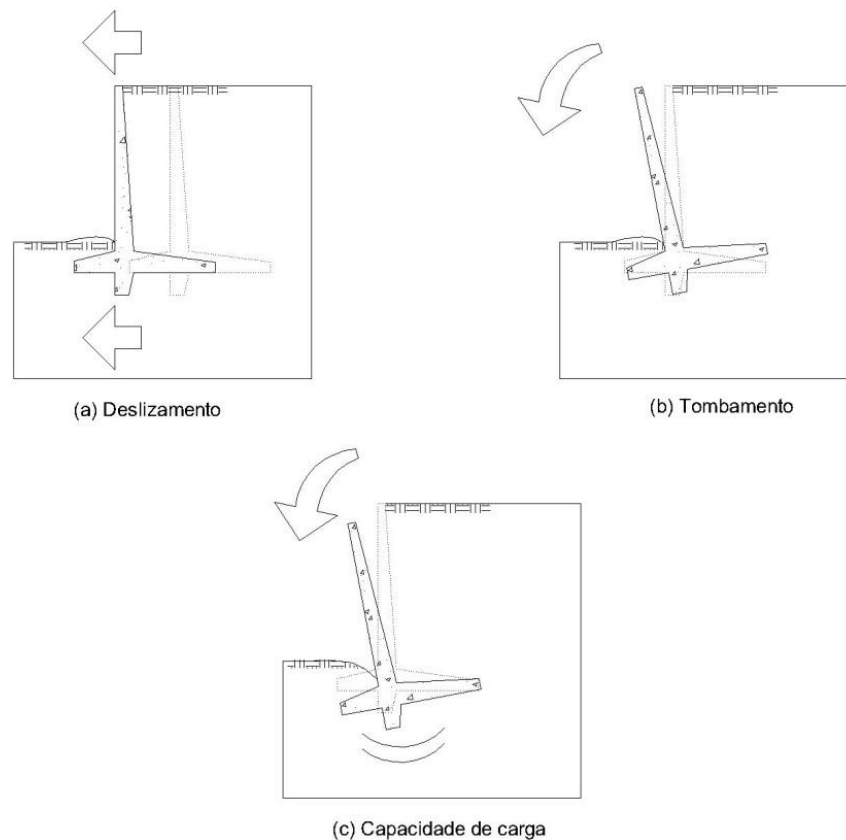
Nessa primeira fase são fixadas dimensão ao muro para que possa ser feita verificações iniciais com relação ao tombamento e ao deslizamento.

Sabendo somente a altura de terra a ser contida, podemos estimar dimensões ao muro baseados em bibliográficas já discutidas no item (2.1.7) que posteriormente poderão ser confirmadas a partir de verificações de fatores de segurança.

##### **4.2. Verificação da estabilidade**

A verificação de um muro de arrimo consiste na aprovação das dimensões fixadas no item (3.1) no momento que as mesmas estão sendo solicitadas. Para qualquer projeto de muro

são necessárias as investigações quanto as seguintes condições de estabilidade: tombamento, deslizamento e capacidade de carga (Figura 19 - Estabilidade de muros de arrimo).



**Figura 19 - Estabilidade de muros de arrimo**

#### **4.2.1. Verificação do tombamento**

O tombamento ocorre quando os momentos solicitantes são maiores que os momentos resistentes. A oposição ao tombamento é exercida pelas ações verticais que atuam na contenção, são elas: peso próprio e o peso do terreno sobre o talão da sapata, o somatório do momento gerado pelas duas forças é chamado de momento resistente ( $M_{res}$ ).

Para que não ocorra o colapso do muro devido a sua rotação, o momento solicitante ( $M_{solic}$ ) deve ser inferior ao momento resistente, porém recomenda-se adotar o fator de segurança de no mínimo 1,5.

$$FS_{Tomb} = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 1,5$$

Onde:

$M_{res}$  = momento solicitante.

$M_{solic}$  = momento resistente.

Tem-se então que a segurança contra o colapso do conjunto devido ao tombamento estará verificada se o momento resistente for 50% maior que o momento solicitante.

#### 4.2.2. Verificação do deslizamento

A segurança contra o deslizamento é verificada a partir da análise da soma das forças na direção horizontal. Sendo que a favor do deslizamento conta-se com o empuxo ativo e contra o deslizamento estão atuando o atrito solo-sapata e o empuxo passivo, entre tanto este último referente a terra sobre o talão da sapata não será considerado devido à possibilidade da remoção de terra sobre a sapata devido a erosões.

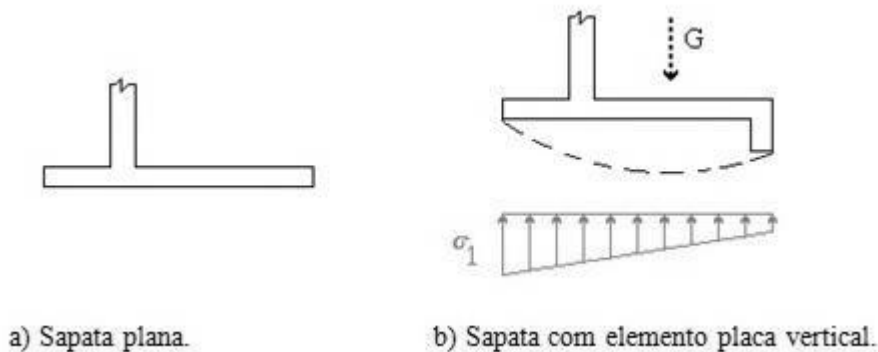


Figura 20 - Soluções possíveis para minimizar o deslizamento.

A força de atrito atuante na sapata é dada por:

$$F_{at} = \mu \times F_N$$

Onde:

$\mu$  = coeficiente de atrito.

$F_N$  = forças normais atuantes na sapata.

Sendo  $\mu$  o coeficiente de atrito entre o conjunto sapata-solo, seu valor pode ser encontrado:

I. Para situação da Figura 21a:

$$\mu = \tan \varphi_1$$

$$\varphi_1 = \frac{2}{3} \varphi$$

Onde:

$\mu$  = coeficiente de atrito.

$\varphi_1$  = ângulo de atrito solo-muro.

$\varphi$  = ângulo de atrito interno do solo.

II. Para situação da Figura 21b:

$$\mu = \tan \varphi$$

Segundo Moliterno (1994), com colocação de um dente na sapata uma nova força estará presente no conjunto, o empuxo passivo estará a favor da segurança. Então para estabelecer essa força teremos:

$$K_0 = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Onde:

$K_0$  = Coeficiente do empuxo passivo.

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma_t Z_0^2$$

Onde:

$E_0$  = empuxo passivo.

$\gamma_t$  = peso específico do solo.

$Z_0$  = altura da sapata + altura do dente.

Então chegamos ao novo valor da força horizontal:

$$F_N = E - E_0$$

Onde:

$E$  = empuxo ativo.

$E_0$  = empuxo passivo.

Para verificação da segurança do conjunto quanto ao deslizamento, relaciona-se a força de atrito e a resultante das forças horizontais tendo a necessidade de ser maior que 1,5, isto é:

$$FS = \frac{F_{at}}{F_N} \geq 1,5$$

#### **4.2.3. Verificação da capacidade de carga do solo**

A verificação da capacidade de carga do solo consiste na análise contra a ruptura e deformações excessivas do solo abaixo da fundação. Geralmente para esta verificação considera a distribuição de tensão linear e o muro rígido.



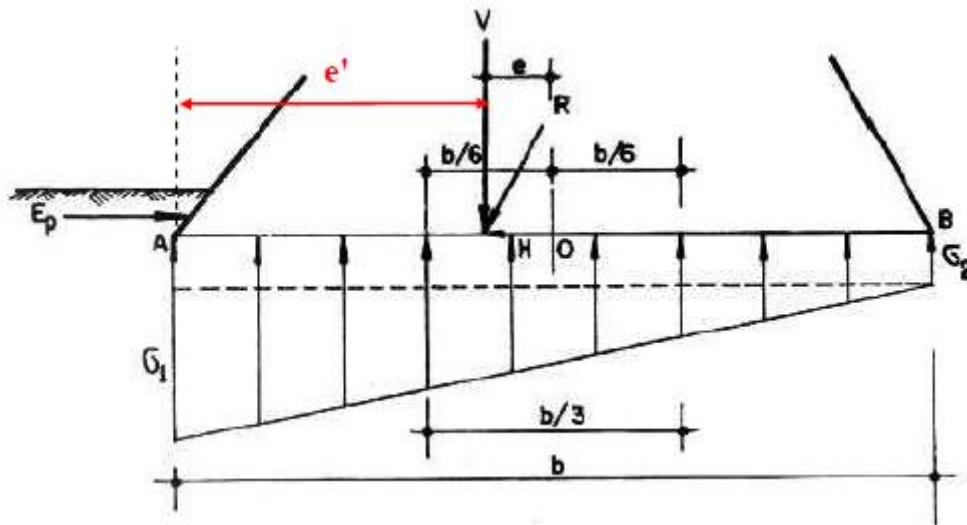


Figura 21 - Capacidade de carga da fundação (GERSCOVICH, 2010)

A Figura 21, mostra uma sapata cuja distribuição de tensões no solo é de forma trapezoidal, para este tipo de situação, Gerscovich (2010) propõe as seguintes equações de equilíbrio:

I. Tensões máximas e mínimas:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{b}{2} = V$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{6} = V \times e$$

Logo temos:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right)$$

Onde:

$\sigma_1$  = tensão máxima.

$\sigma_2$  = tensão mínima.

$e$  = excentricidade.

$b$  = largura da base do muro.

$V$  = somatório das forças verticais.

II. Cálculo da excentricidade:

A excentricidade é calculada pela resultante dos momentos no ponto A.

$$V = \sum F_V \rightarrow e' = \frac{\sum M}{\sum F_V}$$

$$e = \frac{b}{2} - e'$$

Onde:

$e$  = excentricidade.

$e'$  = distância da carga vertical até o ponto A.

$b$  = largura da base do muro.

Para evitar pressões de tração na base do muro, deve-se garantir que a base esteja submetida de tensões mínimas de compressão ( $\sigma_{\min} \geq 0$ ). Caso não ocorra, a Figura 22 apresenta os novos esforços que devem ser considerados.

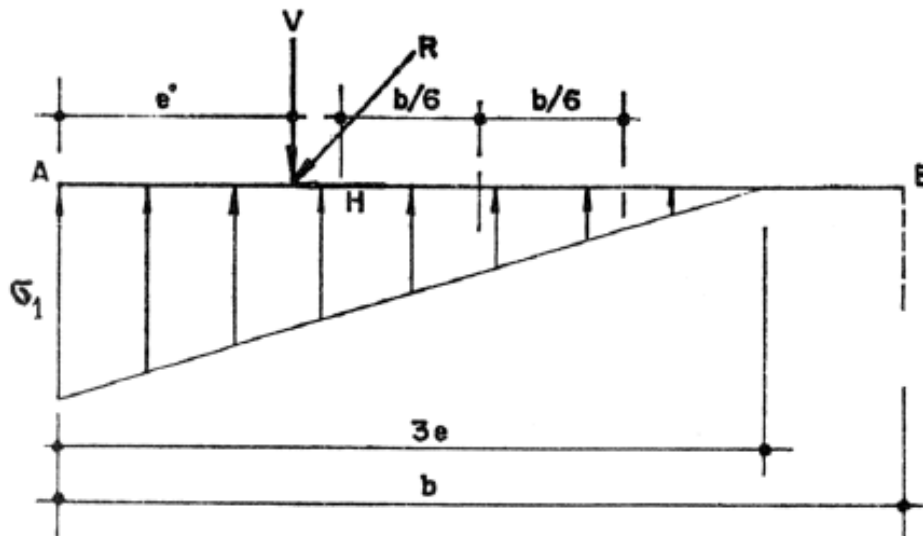


Figura 22 - Capacidade de carga da fundação seção triangular (GERSCOVICH, 2010)

Para este caso Gerscovich (2010) propõe que a nova tensão máxima deverá seguir esta formulação:

$$\sigma_1 = \frac{2V}{3e'}$$

Calculados as tensões máximas no solo da fundação, recomenda-se a utilização de um fator de segurança de 2,5.

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} = \frac{q_{\max}}{2,5}$$

Onde:

$q_{\max}$  = a capacidade de suporte máxima do solo.

Para o caso de capacidade de resistência de suporte do solo ser muito baixo utiliza-se solução mista, onde será empregado fundação rasa e profunda no conjunto. Entretanto, não será aportado tal cálculo no presente trabalho, seu dimensionamento fica a cargo da mecânica dos solos.

## **5. Principais patologias**

### **5.1. Fissuras devido a variação de temperatura**

Este tipo de patologia ocorre devido a oscilações de temperatura durante o dia, os materiais presentes no muro sofrem dilatação ou contração provocando tensões que poderão levar ao surgimento de fissuras.

O surgimento dessa patologia ocorre principalmente pela negligência construtiva da falta da junta de dilatação.

Moliterno (1994) sugere para muros com grandes extensões deve-se utilizar juntas de movimentação a cada 25m com o objetivo de minimizar os efeitos da temperatura. As juntas devem ser preenchidas com massa a base de silicone e mastique, sua espessura deve possuir no mínimo 2,5cm.

### **5.2. Solo do aterro mal compactado**

Em obras civis a compactação de aterros são muitas vezes negligenciadas, para a construção de muros de arrimo a importância de seu controle parte para a estabilidade estrutural.

As principais características de um solo mal compactado são o índice de vazios elevado e excessiva compressibilidade. Com o índice de vazios elevado o solo tende a reter água para seu preenchimento e, em um muro sem as devidas considerações de drenagem ou um dreno mau projetado, pode vir a sobrecarregar a estrutura com o surgimento do empuxo hidrotático.

A tendência natural do solo a se compactar devido ao peso próprio e a carga de utilização pode gerar na face do muro um esforço de carga que tende a ultrapassar sua capacidade de carga calculada.

### **5.3. Recalque do solo de fundações em edificações vizinhas**

Comumente os muros de arrimo são construídos junto a edificações vizinhas, e em casos gerais sua utilização são por muito satisfatórias. Entretanto, quando temos recalques gerados na fundações das edificações próximas tendem a sobrecarregar o muro devido as cargas geradas por essa movimentação.

“O solo de fundação ao sofrer recalque acaba “arrastando” consigo o solo adjacente sob a fundação da edificação vizinha e provocando recalques das paredes e do piso, e como consequência originando trincas e rachaduras na alvenaria.” LOBO E FERREIRA (2003)

## **6. Drenagem**

Estrutura de drenagem em muros de arrimo tem como objetivo prevenir os efeitos da água incidindo diretamente no muro, sua aparição tende a provocar o aumento do empuxo hidrostático.

Em geral, o sistema de drenagem mais usual é a composta por uma camada drenante disposta na vertical nas proximidades da face interna do muro, Figura 23. Sua estrutura é composta por uma camada drenante composta por areia ou brita, e a inclusão de barbacãs com o objetivo de extravasar a água atuante no muro.

A utilização de areia ou brita deve ter espessura compreendida entre 15cm à 20cm, dependendo das condições do solo. Os barbacãs geralmente são constituídos por tubos de pvc, com diâmetros que variam de 50mm à 100mm, espaçados de 1m a 2m tanto na direção vertical e horizontal.

Na parte superior e inferior do muro é importante a utilização de canaletas afim de evitar evezos superficiais da águas.

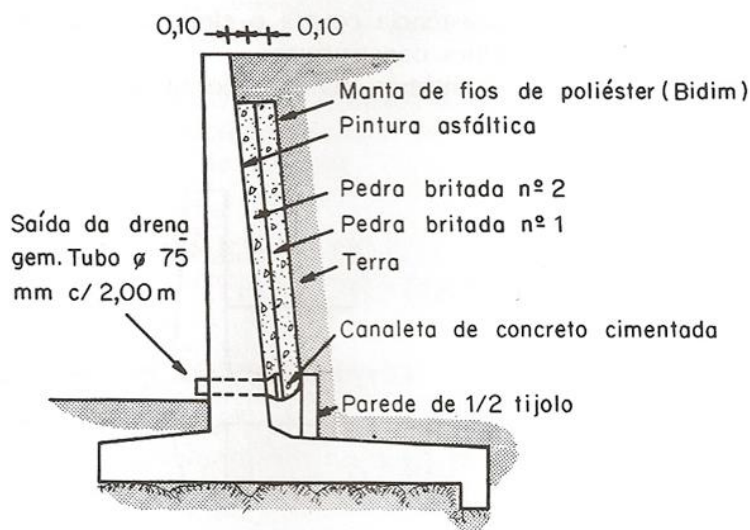


Figura 23 – Detalhe do dreno (MOLITERNO, 1994).

## 7. Metodologia e procedimento

### 7.1. Considerações metodológicas

O objetivo principal do presente trabalho é criar um software que auxilie no dimensionamento de muros de arrimo de concreto armado. Com o intuito de se obter resultados aplicáveis à prática algumas simplificações de cálculos foram adotadas. O solo com presença de água com influência no muro foi considerado apenas como saturado, sendo assim, o nível do lençol freático não foi abordado em sua parcialidade.

Em consideração ao processo executivo in loco, as sapatas foram consideradas planas para o cálculo, sua justificativa confere-se pela dificuldade executiva no canteiro de obra. Para se obter um bom resultado, recomenda-se então a utilização uma viga na parte inferior da sapata, chamada de dente.

Para criação de um “software” que represente as características da região do Distrito Federal foi utilização parâmetros do solo fornecidos pela prof. Neuza Motta.

### 7.2. Requisitos computacionais

A fim de abranger maior acessibilidade à utilização do “software”, para a sua elaboração foi utilizado o sistema operacional “Windows” da Microsoft Corporation. Sua programação foi desenvolvida no programa Visual Basic Express da Microsoft Corporation baseada no sistema de linguagem Visual Basic.

A escolha da linguagem principal do programa visou sua ampliação e facilidade em relacionamento com outros “softwares” já muito empregados no mercado, como o Excel e o

AutoCad. A linguagem Visual Basic possui ramificação para a programação “for application”, possibilitando uma integração futura aos programas já comentados.

## 8. Considerações para o dimensionamento da área de aço

### 8.1. Muro de Arrimo em perfil clássico

#### 8.1.1. Parede

A parede do muro do perfil clássico foi considerada uma viga engastada sofrendo ação de um carregamento trapezoidal, quando há ação de sobrecarga, ou triangular quando somente temos o empuxo atuante.

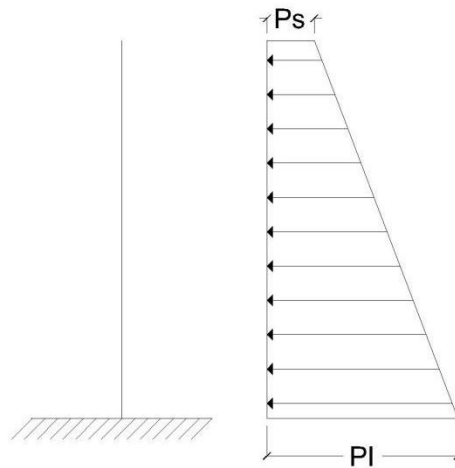


Figura 24 - Muro perfil clássico, diagrama de tensões no muro

Suas formulações para o dimensionamento da armadura são as mesmas empregadas para a viga cálculo de uma laje em balanço armada em uma direção a flexão simples.

$$Kmd = \frac{Msd}{bw * d^2 * fcd}$$

$$Kx = 1,25 - 1,917 * \sqrt{0,425 - Kmd}$$

$$Kz = 1 - 0,4 * Kx$$

$$As = \frac{Msd}{Kz * d * fyd}$$

#### 8.1.2. Sapata

Por ser um elemento de transmissão de cargas que atuam sobre o muro ao terreno, a sapata deve resistir às reações do mesmo. Para aplicação no “software” à sapata foi considerada uma laje em balanço armada em uma direção, sendo a carga atuante a soma gráfica dos diagramas de carregamento.

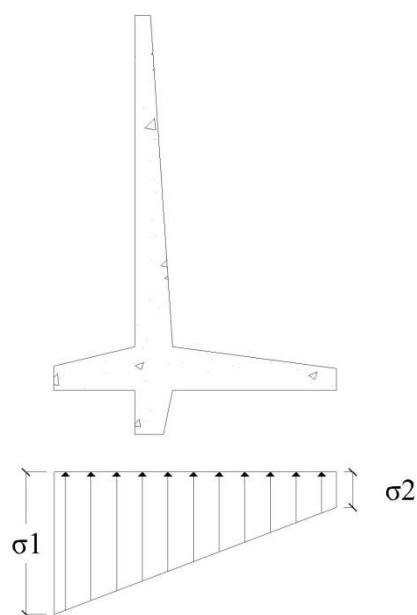


Figura 25 - Muro perfil clássico, diagrama de tensões na sapata

## 8.2. Muro de Arrimo em perfil com contraforte

### 8.2.1. Parede

Considera-se para o dimensionamento das paredes do perfil com contraforte dois elementos estruturais distintos, muro de canto e centro.

Para a parte central, o muro é considerado como uma laje engastada em três lados. Como na parte inicial da contenção não há continuidade da estrutura, a parte do canto é considerada uma laje engastada em apenas duas direções.

O cálculo da área de aço para o muro foi baseado nas tabelas de Czerny (anexo A).

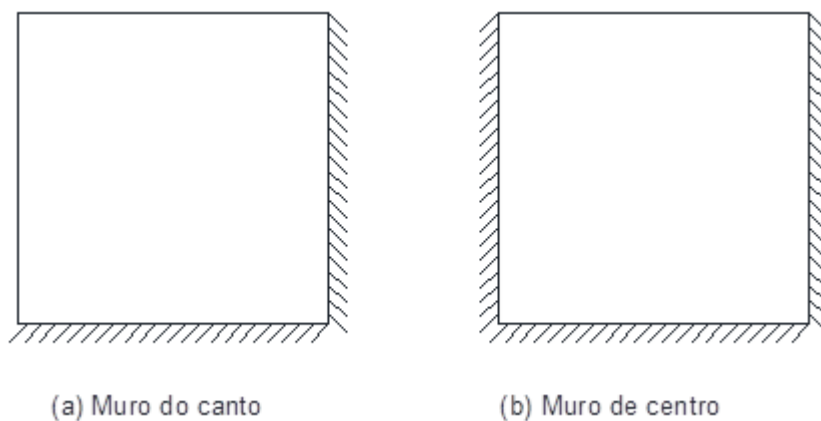


Figura 26 - Considerações da parede do muro de arrimo com contraforte

### 8.2.2. Contraforte

Para o dimensionamento dos contrafortes, as considerações se assemelham as do item 6.1.1, visto que as influências das cargas sobre ele prescrevem uma distribuição trapezoidal.

### 8.2.3. Talão da Sapata

Chama-se talão da sapata a parte onde a mesma encontra-se enterrada. Considera-se para seu dimensionamento como sendo uma laje engastada em três dimensões, partindo desse pressuposto utilizaram-se as tabelas de Czerny (anexo A) para prosseguir no cálculo da área de armação.

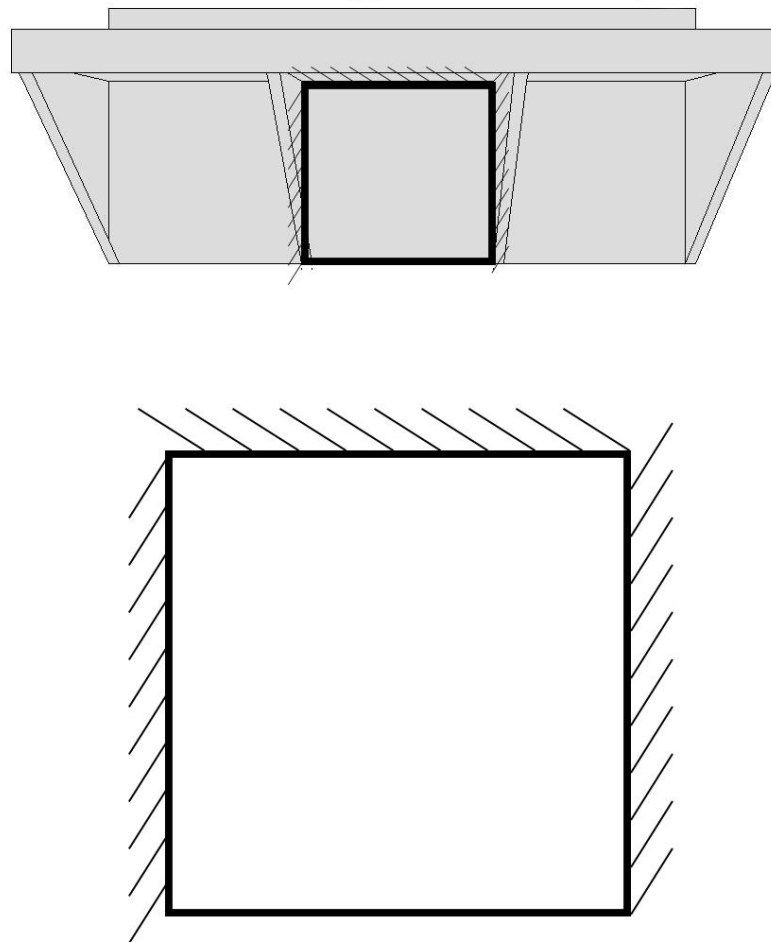


Figura 27 - Consideração do talão da sapata do perfil com contraforte



#### 8.2.4. Ponta da Sapata

Chama-se ponta da sapata a parte onde a mesma encontra-se voltada para o desnível do terreno. Para o seu dimensionamento considera-se uma viga onde a carga atuante é a soma gráfica dos diagramas de carregamento.

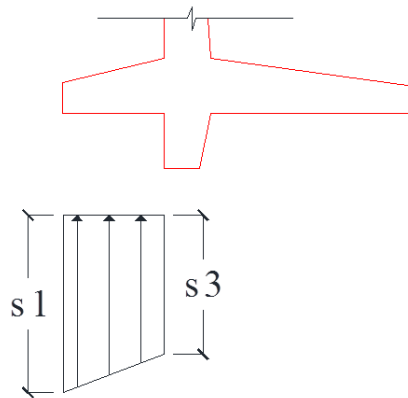


Figura 28 - Consideração da ponta da sapata do perfil com contraforte

### 9. Exemplos de cálculo de muros de arrimo

#### 9.1. Exemplo - Muro de Arrimo em perfil clássico

Projetar um muro de arrimo em perfil clássico, com fundação em sapata, para um talude vertical de altura de 4m.

Dados:

- Solo tipo Argila silto-arenosa
- Peso específico aparente do solo  $\gamma_t = 1,6 \text{ tf/m}^3$
- Ângulo de talude natural  $\phi = 30^\circ$
- Tensão admissível do solo  $\sigma_{s,adm} = 1,5 \text{ kgf/cm}^2$
- Sobrecarga variável normal no terreno  $q = 320 \text{ kgf/m}^2$
- Sobrecarga direta no topo do muro  $q_p = 210 \text{ kgf/m}$

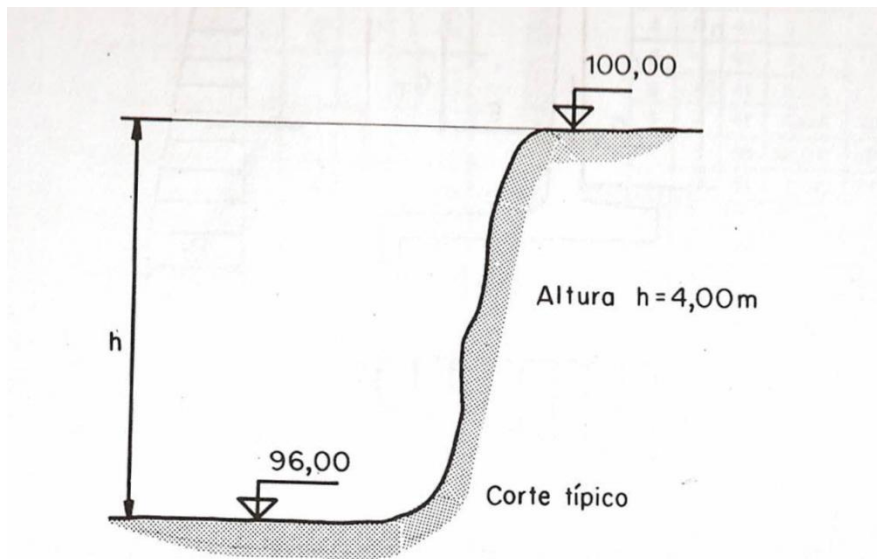


Figura 29- Perfil do terreno (MOLITERNO, 1994)

#### 9.1.1. Resolução a partir do “Software”

Com a utilização do programa para o dimensionamento do muro em questão, o mesmo solicita apenas alguns dados de entradas para o cálculo, que são eles:

- Altura do desnível ( $h$ );
- Sobrecarga ( $q$ );
- Sobrecarga ( $q_p$ );
- Taxa do terreno ( $\sigma_{adm}$ );
- Inclinação ( $\alpha$ );
- Rugosidade;
- Saturação;
- Dados do solo ( $\gamma_t$  e  $\phi$ ).

Após a inserção desses dados iniciais o software já lhe oferece a opção de um pré-dimensionamento baseado nos parâmetros mínimos adotados por Moliterno (1997), podendo ser utilizados ou não (Figura 30).

**Perfil Clássico**

**Dados de Entrada**

h	4,00	m	Rugosidade	Liso
Sobre Carga (q)	0,32	tf/m <sup>2</sup>	Saturação	Não Saturado
Sobre Carga (qp)	0,21	tf/m		
Taxa do Terreno (σadm)	15	tf/m <sup>2</sup>		
Inclinação (α)	0,00	°		

**Tipo de Solo**

Solo: Argila silto-arenosa

yt: 1,6 tf/m<sup>3</sup>    φ: 30 °

**Dimensionamento**

di	0,3	m	r	0,7	m
d0	0,1	m	t	1	m
bs	2	m	ds	0,3	m
f	0,2	m	hs	0,3	m

☒ Usar o Pré-Dimensionamento Padrão

**Dados do Concreto**

Fck	20	MPa
γc	2,5	tf/m <sup>3</sup>

**Diagrama:** Muro de Arrimo Perfil Clássico. O diagrama mostra a seção transversal do muro com dimensões: h (altura total), d0 (altura da base), di (altura da alma), r (raio de arredondamento), t (espessura da alma), bs (largura da base), f (largura da base), ds (largura da base), hs (altura da base), q (sobrecarga), qp (sobrecarga pontual), α (ângulo de inclinação), q0 (sobrecarga no topo), φ (ângulo de atrito), γc (peso específico do concreto), Fck (resistência característica do concreto).

**Verificações**

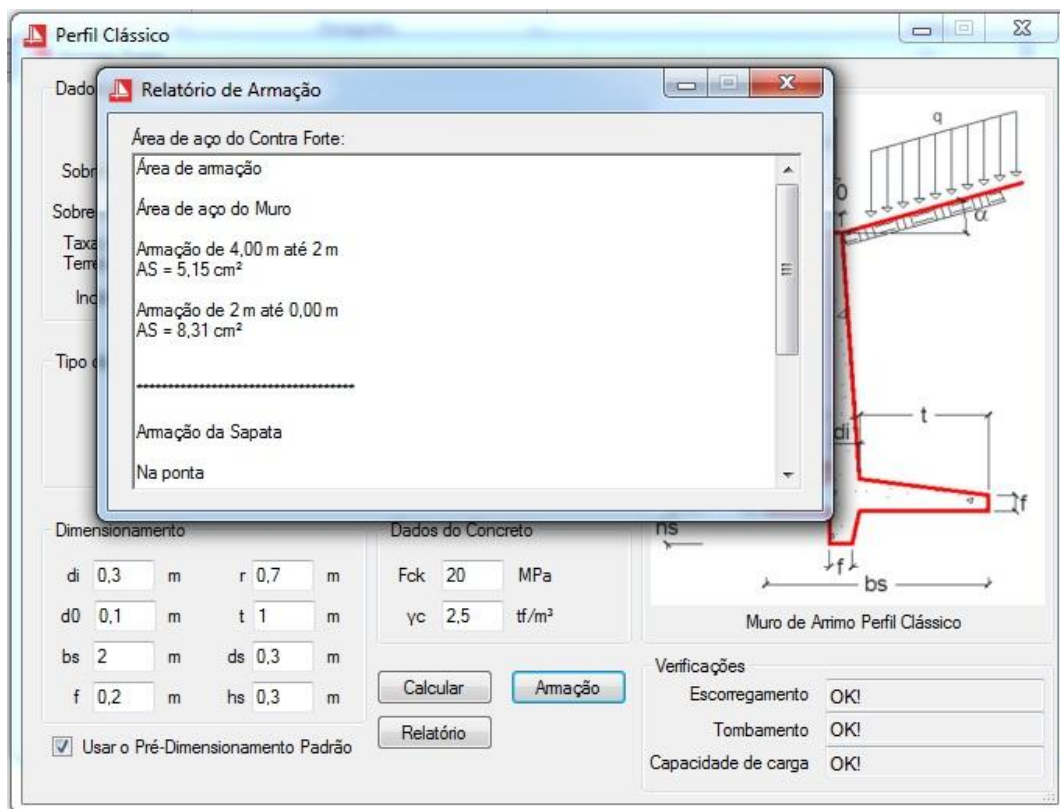
Escorregamento	
Tombamento	
Capacidade de carga	

**Botões:** Calcular, Armação, Relatório

**Figura 30 - Tela do programa para o cálculo de muro de arrimo em perfil clássico**

Tendo inserido todos os dados necessário para seu dimensionamento, pode-se então fazer as devidas verificações. Clicando em “Calcular” o software mostra as condições de verificações para Escorregamento (Item 4.2.1), Tombamento (Item 4.2.2) e Capacidade de carga (Item 4.2.3).

A Figura 31 mostra a interface com usuário indicando as verificações de estabilidade e o dimensionamento da área de armação referente ao muro. Este dimensionamento pode ser visualizado clicando em “Armação”.



**Figura 31 - Tela do programa mostrando a área de armação para muros de arrimo em perfil clássico**

Os dados a seguir referem-se ao relatório extraído do software para a problemática sugerida. Com o dimensionamento concluído, o usuário tem a opção de extrair um relatório descrevendo os passos utilizados para o cálculo do muro (botão “Relatório”).

Relatório extraído do software:

Dados do Projeto

$h = 4,00$

Sobrecarga( $q$ ) = 0,32

Sobrecarga pontual ( $q_p$ ) = 0,21

Taxa do terreno de fundação ( $\sigma_{adm}$ ) = 15

Inclinação do terreno adjacente ( $\alpha$ ) = 0,00

Não Saturado

Tipo de solo = Argila silto-arenosa

$\gamma_t = 1,6$

$\phi = 30$

## Dimensões do Muro

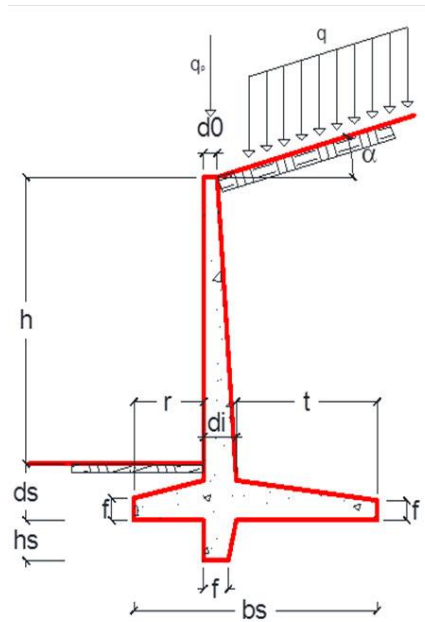


Figura 32 - Representação das dimensões do muro de arrimo em perfil clássico

$$d_i = 0,3 \text{ m}$$

$$d_0 = 0,1 \text{ m}$$

$$b_s = 2 \text{ m}$$

$$f = 0,2 \text{ m}$$

$$r = 0,7 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

$$d_s = 0,3 \text{ m}$$

$$h_s = 0,3 \text{ m}$$

## Cálculo do Empuxo

$$\varphi_1 = 0^\circ$$

$$h_0 = q / \gamma t$$

$$h_0 = 0,2 \text{ m}$$

$$H = h_0 + h$$

$$H = 4,2 \text{ m}$$

$$K = \frac{\text{Sen}((90+\varphi))^2}{((\text{Sen}(90)^2 * \text{Sen}((90+\varphi_1))) * (1 + \text{Raiz}((\text{Sen}((\varphi-\alpha)) * \text{Sen}((\varphi-\varphi_1)))) / (\text{Sen}((90-\varphi_1)) * \text{Sen}((90-\alpha))))))^2}$$

$$K = 0,33$$

$$\delta = \varphi_1$$

$$\delta = 0,00^\circ$$

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot h_0$$

$$P_s = 0,11 \text{ tf/m}^2$$

$$P_I = K \cdot \gamma_t \cdot H$$

$$P_I = 2,22 \text{ tf/m}^2$$

$$y = h/3 \cdot (2 \cdot P_s + P_I) / (P_s + P_I)$$

$$y = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Empuxo} = 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot H^2 - 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h_0^2$$

$$E = 4,65 \text{ t/m}$$

Cálculo do Momento Atuante

$$P_m = 1/2 \cdot h \cdot \gamma_c \cdot (d_0 + d_i)$$

$$P_m = 2 \text{ tf/m}$$

$$P_s = d_s \cdot \gamma_c \cdot b_s$$

$$P_s = 1,5 \text{ tf/m}$$

$$P_t = (h/2) \cdot \gamma_t \cdot ((2 \cdot t + d_i) - d_0)$$

$$P_t = 7,04 \text{ tf/m}$$

$$P_0 = q_p$$

$$P_0 = 0,21 \text{ m}$$

$$G_m = ((d_0^2 + d_0 \cdot d_i + d_i^2) / (3 \cdot (d_0 + d_i))) + r$$

$$G_m = 0,81 \text{ m}$$

$$G_s = bs/2$$

$$G_s = 1 \text{ m}$$

$$G_t = bs - ((a^2 + a \cdot t + t^2) / (3 \cdot (a + t)))$$

$$G_t = 1,45 \text{ m}$$

$$G_0 = r + d_0/2$$

$$G_0 = 0,75 \text{ m}$$

$$M_m = P_m \cdot G_m$$

$$M_m = 1,62 \text{ tfm}$$

$$M_s = P_s \cdot G_s$$

$$M_s = 1,5 \text{ tfm}$$

$$M_t = P_t \cdot G_t$$

$$M_t = 10,21 \text{ tfm}$$

$$M_0 = P_0 \cdot G_0$$

$$M_0 = 0,16 \text{ tfm}$$

$$M_r = M_m + M_s + M_t + M_0$$

$$M_r = 13,49 \text{ tfm}$$

$$M_a = E \cdot (y + ds)$$

$$M_a = 7,9 \text{ tfm}$$

$$M = M_r - M_a$$

$$M = 5,59 \text{ tfm}$$

$$N = P_m + P_s + P_t + P_0$$

$$N = 10,75 \text{ tf/m}$$

$$u = M/N$$

$$u = 0,52 \text{ m}$$

$$e = bs/2 - u$$

$$e = 0,48 \text{ m}$$

## **Verificação da Estabilidade**

### **Verificação contra Escorregamento do conjunto**

$$Z0 = hs + ds$$

$$Z0 = 0,6 \text{ m}$$

$$\mu = \text{TAN}(\varphi)$$

$$\mu = 0,58$$

$$K0 = \text{Tan}(45 + \varphi/2)^2$$

$$K0 = 3$$

$$E0 = 0,5 * K0 * \gamma_t * Z0^2$$

$$E0 = 0,86 \text{ tf/m}$$

$$T = E - E0$$

$$T = 1 \text{ tf/m}$$

$$\varepsilon1 = \mu * Fr / E$$

$$\varepsilon1 = 1,64$$

Verificação contra escorregamento: OK!

### **Verificação contra o Tombamento**

$$\varepsilon2 = Mr / Ma$$

$$\varepsilon2 = 1,71$$



Verificação contra tombamento: OK!

### **Verificação do suporte de carga do solo**

$$Y_0 = z_0/3$$

$$Y_0 = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ep} = E_0 \cdot (z_0 - Y_0 - d_s) + M_a$$

$$M_{ep} = 7,99 \text{ tfm}$$

$$M_p = M_r - M_{ep}$$

$$M_p = 5,5 \text{ tfm}$$

$$U = M_p/N$$

$$U = 0,51 \text{ m}$$

$$e = b_s/2 - u$$

$$e = 0,48 \text{ m}$$

$$\sigma_m = N/b_s$$

$$\sigma_m = 5,38 \text{ tf/m}^2$$

$$e \cdot 6/b_s = e \cdot 6/b_s$$

$$e \cdot 6/b_s = 1,44$$

$$\sigma_i = \sigma_m \cdot (1 + e \cdot 6/b_s)$$

$$\sigma_i = 13,12 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_m \cdot (1 - e \cdot 6/b_s)$$

$$\sigma_2 = -2,36 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot N/(3 \cdot u)$$

$$\sigma_{\max} = 14 \text{ tf/m}^2$$

Verificação do suporte de carga do solo: OK!

## **Cálculo da área de aço**

### **Cálculo da armação do Muro**

Armação Mínima do Muro

$$A_{Smin} = (\rho/100) \cdot d_i \cdot 100$$

$$A_{Smin} = 4,5 \text{ cm}^2$$

### **Armação de 4,00 m até 2 m**

$$q_1 = K \cdot h_0 \cdot \gamma_t$$

$$q_1 = 0,11 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = K \cdot \gamma_t \cdot h_1$$

$$q_{ep} = 1,06 \text{ tf}$$

$$M_k = (q_1 \cdot h_1^2)/2 + (q_{ep} \cdot h_1^2)/6$$

$$M_k = 0,93 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_k \cdot \gamma_f \cdot 100000$$

$$M_{sd} = 130200 \text{ Kgfm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (100 \cdot ((100 \cdot d_0)^2 - 4) \cdot f_{cd} \cdot 10)$$

$$K_{md} = 0,05 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 \cdot \text{RAIZ}(0,425 - K_{md\_1})$$

$$K_x = 0,08$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_{x\_1}$$

$$K_z = 0,97$$

$$A_s = M_{sd} / (186 \cdot (d_0 \cdot 100 - 4) \cdot f_{yd})$$

$$A_s = 5,15 \text{ cm}^2$$

### **Armação de 2 m até 0,00 m**

$$q_1 = K \cdot h_0 \cdot \gamma_t$$

$$q_1 = 0,11 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = K \cdot \gamma_t \cdot h_2$$

$$q_{ep} = 2,11 \text{ tf}$$

$$M_k = (q_1 \cdot h_2^2)/2 + (q_{ep1} \cdot h_1^2)/6$$

$$M_k = 6,51 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_k \cdot \gamma_f \cdot 100000$$

$$M_{sd} = 911680 \text{ Kgfm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (100 \cdot (((d_i \cdot 100) - 4)^2) \cdot f_{cd} \cdot 10)$$

$$K_{md} = 0,05$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 \cdot \text{RAIZ}(0,425 - K_{md\_2})$$

$$K_x = 0,08$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_{x\_2}$$

$$K_z = 0,97$$

$$A_s = M_{sd} / (k_z \cdot (d_i \cdot 100 - 4) \cdot f_{yd})$$

$$A_s = 8,31 \text{ cm}^2$$

### **Armação da Sapata**

#### Armação Mínima da Sapata

$$A_{Smin} = (\rho/100) \cdot d_s \cdot 100$$

$$A_{Smin} = 4,5 \text{ cm}^2$$

#### Cálculo do Momento

$$\sigma_1 = \sigma_m$$

$$\sigma_1 = 14 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot (3 \cdot u - r) / (3 \cdot u)$$

$$\sigma_3 = 7,72 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_4 = \sigma_1 \cdot (3 \cdot u - (r + d_i)) / (3 \cdot u)$$

$$\sigma_4 = 5,03 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p = d_s \cdot \gamma_c$$

$$\sigma_p = 0,75 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_t = d_s \cdot \gamma_c + H \cdot \gamma_t$$

$$\sigma_t = - 7,47 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma I = \sigma 1 - \sigma p$$

$$\sigma I = 13,25 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma II = \sigma 2 - \sigma t$$

$$\sigma II = -7,47 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma III = \sigma 3 - \sigma p$$

$$\sigma III = 6,97 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma IV = \sigma 4 - \sigma t$$

$$\sigma IV = -2,44 \text{ tf/m}^2$$

$$Qp = (\sigma I + \sigma III) * r / 2$$

$$Qp = 7,08 \text{ tf/m}$$

$$Qt1 = (bs - 3 * u) * \sigma II$$

$$Qt1 = -3,29 \text{ tf/m}$$

$$Qt2 = ((\sigma II + \sigma IV) * (3 * u - (r + di)) / 2)$$

$$Qt2 = -2,78 \text{ tf/m}$$

$$zp = (r / 3) * ((2 * \sigma I + \sigma III) / (\sigma I + \sigma III))$$

$$zp = 0,39 \text{ m}$$

$$zt1 = ((3 * u - (r + di)) / 3) * ((2 * \sigma II + \sigma IV) / (\sigma II + \sigma IV))$$

$$zt1 = 0,33 \text{ m}$$

$$zt2 = (3 * u - (r + di)) + (bs - 3 * u) / 2$$

$$zt2 = 0,78 \text{ m}$$

$$Mp = zp * Qp$$

$$Mp = 2,73 \text{ tfm}$$

$$Mt = Qt1 * zt1 + Qt2 * zt2$$

$$Mt = -3,24 \text{ tfm}$$

### **Na ponta**

$$Mk = Mp$$

$$Mk = 2,73 \text{ tfm}$$

$$Msd = Mk * \gamma f * 100000$$

$$Msd = 382603,93 \text{ Kgfm}$$

$$Kmd = Msd / (100 * ((100 * ds) - 4)^2 * fcd * 10)$$

$$Kmd = 0,02$$

$$Kx = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - Kmd)$$

$$K_x = 0,02$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s = M_{sd} / (K_z \cdot (d_s \cdot 100 - 4) \cdot f_{yd})$$

$$A_s = 3,42 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{S_{\min}} > A_s$ , adotar  $A_{S_{\min}}$

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$$

### **No talão**

$$M_k = M_t$$

$$M_k = -3,24 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_k \cdot \gamma_f \cdot 100000$$

$$M_{sd} = 453768,02 \text{ Kgfm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (100 \cdot ((100 \cdot d_s)^2 - 4) \cdot f_{cd} \cdot 10)$$

$$K_{md} = 0,02$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 \cdot \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,03$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s = M_{sd} / (K_z \cdot (d_s \cdot 100 - 4) \cdot f_{yd})$$

$$A_s = 4,06 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{S_{\min}} > A_s$ , adotar  $A_{S_{\min}}$

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$$

## 9.1.2. Resolução por meio do Moliterno (1994)

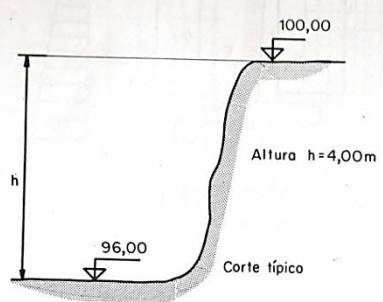
70 CADERNO DE MUROS DE ARRIMO

**IV.4.4 – PROJETO DE UM MURO DE ARRIMO DE CONCRETO ARMADO – TIPO CORRIDO**

**IV.4.4.1 – DADOS E ESPECIFICAÇÕES**

**A – DADOS**

a) Perfil do terreno



b) *Tipo de solo* – Pelos resultados de alguns furos de sondagem, o solo foi caracterizado como de profunda camada de argila silto-arenosa. Consultando bibliografia especializada, adotou-se os seguintes parâmetros para o solo:

Ângulo de talude natural ...  $\varphi = 30^\circ$   
 Massa específica aparente da terra ...  $\gamma_t = 1,6 \text{ tf/m}^3$   
 Tensão admissível no solo (Cota 95,70)  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kgf/cm}^2$

c) *Cargas adicionais*  
 Deverá ser previsto no topo do muro um parapeito de alvenaria de tijolos (espessura de 1/2 tijolo – altura de 1,20 m).  
 Deverá ser prevista a possibilidade de uma sobrecarga no terreno de  $320 \text{ kgf/m}^2$ .

**B – ESPECIFICAÇÕES**

a) Aço – CA – 50 B (aço encruado sem patamar de escoamento no diagrama Tensão-Deform.)

Resistência do escoamento à tração  $f_{yk} = 5.000 \text{ kgf/cm}^2$   
 Resistência de cálculo do aço à tensão  $f_{yd} = 4.300 \text{ kgf/cm}^2$   
 $\gamma_s = 1,15$  – NBR 6118/82 item 5.3, inciso 5.3.1.1.

b) *Concreto* – Amassado em betoneira na própria obra.  
 Resistência caracterizada do concreto à compressão (antigamente designada  $\sigma_R$ )

$$f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

Resistência da dosagem – NBR 6118/82 – art. 8.3.

Cimento medido em peso, agregados (volume e umidade dos agregados estimada visualmente, com assistência de profissional legalmente habilitado).

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 S_d \dots \dots \dots \text{kgf/cm}^2$$

$$j = 28 \text{ dias}$$

$$S_d = 55$$

$$f_{cj} = 135 + 1,65 \times 55 = 225,75$$

$$f_{c28} = 225 \text{ kgf/cm}^2$$

### COEFICIENTES DE MINORAÇÃO E SEGURANÇA

NBR 6118/82 – item 5.4.

$$\gamma_c = 1,4$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_t = 1,4$$

c) *Controle tecnológico* – Verificação da resistência dos materiais de acordo com as normas da A.B.N.T.

d) *Metodologia executiva* – Retirar parte da terra, para construção do muro no alinhamento determinado pelo projeto arquitetônico.

Construir o muro, respeitando as normas de execução para reduzir os efeitos de retração do concreto, etc.

Reaterrar, apiloando o terreno com soquete manual em camadas superpostas de 20 cm de espessura.

Controlar a umidade do aterro, por qualquer processo expedito.

Executar a drenagem concomitantemente com o aterro junto ao muro.

Cumprir as normas gerais de execução das estruturas de concreto armado, conforme NBR 6118.

### IV.4.4.2 – PROJETO ESTRUTURAL

#### PARTE I – FIXAÇÃO DAS DIMENSÕES

##### A – CÁLCULO DO EMPUXO DE TERRA

a) Altura de terra equivalente à sobrecarga no terreno adjacente ao topo do muro.

$$q = 320 \text{ kgf/m}^2$$

$$h_0 = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{320}{1.600} = 0,20 \text{ m}$$

b) Coeficiente de empuxo (coeficiente de Coulomb)

Tratando-se de obras de grande vulto, torna-se interessante o estudo das características físicas do solo em laboratório; quando, porém, a importância da obra for relativa, podemos aplicar diretamente a teoria de Coulomb, adotando-se parâmetros recomendados nos manuais técnicos.

Nos casos mais comuns da prática, fazemos  $\alpha = 0$  (inclinação do terreno adjacente);  $\theta_1 = 0$  (despreza-se a inclinação do tardo);  $\varphi_1 = 0$  (considera-se a superfície do tardo lisa).

Nestas condições, o empuxo será considerado horizontal e o coeficiente de empuxo será calculado pela fórmula:

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 (30^\circ) = \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \right)^2 = 0,333$$

c) Altura total ...  $H = h + h_0$

$$H = 4,00 + 0,20 = 4,20 \text{ m}$$

d) Grandeza do empuxo

$$E = \frac{1}{2} K \gamma_1 (H^2 - h_0^2) = 0,5 \times 0,33 \times 1,6 (4,20^2 - 0,20^2)$$

$$E = 4,7 \text{ tf/m}$$

e) Direção ...  $\delta = \theta_1 + \varphi_1 = 0$  ... Horizontal

f) Ponto de aplicação:

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} = \frac{4,00}{3} \times \frac{0,40 + 4,20}{0,20 + 4,20} = 1,39 \text{ m}$$

B - MOMENTO FLETOR NA BASE DO MURO DEVIDO AO EMPUXO:

Como foi dito, o muro será calculado como uma laje vertical, em balanço, engastada na sapata.

$$M = E \cdot y$$

$$M = 4,7 \times 1,39 = 6,533 \text{ tfm/m}$$

C - PRÉ-DIMENSIONAMENTO

a) Base do muro: -

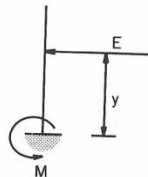
Altura útil da seção de concreto:

$$d = 10 \sqrt{M} = 10 \sqrt{6,533} = 25,5 \text{ cm}$$

Adotamos  $d = 27 \text{ cm}$

Cobrimento de concreto - NBR 6118 - art. 6.3.3, item c

$$d_i = d + 3 \text{ cm} = 27 + 3 = 30 \text{ cm}$$



b) topo do muro - (De acordo com a NBR 6118 - art. 8 - inciso 8.1.2.3.)

Admitindo o diâmetro máximo do agregado graúdo 25 mm (pedra n.º 2)

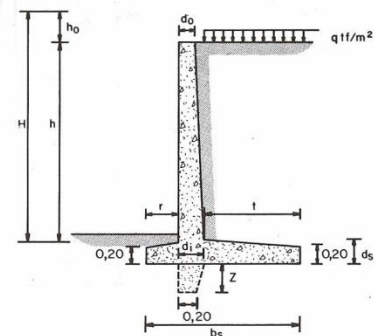
$$d_0 = 4 \times 25 \text{ mm} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Medidas práticas para o topo do muro, atendendo a Norma, de acordo com o agregado graúdo empregado:

Brita n.º 2 .....  $d_0 = 10 \text{ cm}$

Brita n.º 3 .....  $d_0 = 15 \text{ cm}$

c) Sapata:



Largura - A experiência nos tem dado valores para  $b_s$ , entre 50% a 60% da altura do muro e para a ponta entre 1/6 a 1/8 de  $h$ .

Portanto, temos:

$$b_s = 0,5 h = 0,5 \times 4,00 = 2,00 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{6} h = \frac{1}{6} \times 4,00 = 0,66 \sim 0,70 \text{ m}$$

$$t = b_s - (r + d_i) = 2,00 - (0,70 + 0,30) = 1,00 \text{ m}$$

Espessura - A sapata poderá ter espessura variável

Como condição de engastamento do muro na sapata, é necessário que  $d_s > d_i$ .

No caso temos  $d_i = 30 \text{ cm}$

Adotamos  $d_s = d_i = 30 \text{ cm}$

As espessuras das extremidades são adotadas entre 10 a 30 cm; dependendo a espessura  $d_s$ , deve ser dado um chanfro suave na face superior da sapata. Adotamos 20 cm nas extremidades.

O dente de ancoragem será oportunamente determinado, na verificação do equilíbrio estático.



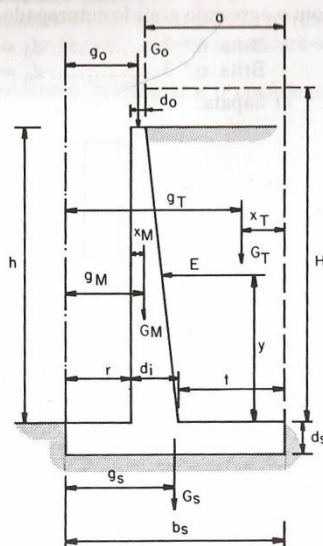
Technical drawing of a reinforced concrete wall cross-section. The wall is 4.00m high and 0.20m thick. It has a base with a 0.30m wide footing and a 0.20m wide stem. The wall is reinforced with vertical bars (0.11m spacing) and horizontal bars (0.10m spacing). The footing is reinforced with 3 bars (0.20m spacing) and 3 bars (0.30m spacing). The wall is labeled "I 0,20 I 0,30".

Nesta verificação, desprezamos as inclinações da sapata e a mísula junto à parede.

a) No topo – Parapeito de alvenaria:

b) Peso do muro:

$$G_m = \frac{1}{2} h \gamma_c (d_o + d_i) = \frac{4,00}{2} \times 2,5 (0,10 + 0,30) = 2,00 \text{ tf/m}$$


$$G_s = d_s \gamma_c b_s = 0,30 \times 2,5 \times 2,00 = 1,50 \text{ tf/m}$$

d) Peso da terra sobre o talão da sapata

$$a = (t + d_i) - d_0 = (1,00 + 0,30) - 0,10 = 1,20 \text{ m}$$

$$G_T = \frac{h}{2} \gamma_1 (t + a) = \frac{4,00}{2} \times 1,6 (1,00 + 1,20) = 7,04 \text{ tf/m}$$

### B – CARGA HORIZONTAL

Empuxo ativo .....  $E = 4,7 \text{ tf/m}$

**C – BRAÇOS**

a) Parapeito .....  $g_0 = r + \frac{d_0}{2} = 0,70 + \frac{0,10}{2} = 0,75 \text{ m}$

b) Muro ..

$$x_M = \frac{d_0^2 + d_0 d_i + d_i^2}{3(d_0 + d_i)} = \frac{0,10^2 + 0,10 \times 0,30 + 0,30^2}{3(0,10 + 0,30)} = 0,108 \text{ m}$$

$$g_M = r + x_M = 0,70 + 0,108 = 0,808 \sim 0,81 \text{ m}$$

c) Sapata .....  $g_s = \frac{b_s}{2} = \frac{2,00}{2} = 1,00 \text{ m}$

d) Terra sobre o talão da sapata

$$x_T = \frac{a^2 + at + t^2}{3(a + t)} = \frac{1,20^2 + 1,20 \times 1,00 + \overline{1,00}^2}{3(1,20 + 1,00)} = 0,55 \text{ m}$$

$$g_T = b_s - x_T = 2,00 - 0,55 = 1,45 \text{ m}$$

e) Empuxo .....  $y' = y + d_s = 1,39 + 0,30 = 1,69 \text{ m}$

### D - MOMENTOS

$$G_0 q_0 = 0,21 \times 0,75 \dots = 0,157$$

$$G_M q_M = 2,00 \times 0,81 \dots = 1,620$$

$$G_s g_s = 1,50 \times 1,00 \dots = 1,500$$

$$G_T g_T = 7,04 \times 1,45 \dots = 10,208$$

$$M_i = G_0 g_0 + G_M g_M + G_s g_s + G_T g_s = 13,485 \text{ tfm}$$

$$M_e = -E y' = 4,7 \times 1,69 = -7,943 \text{ tfm}$$

$$M = M_i - M_e = 5,542 \text{ tfm}$$

## E – COMPONENTES

a) Componente normal:

$$N = G_0 + G_M + G_s + G_T = 10,75 \text{ tf/m}$$

b) Componente tangencial:

$$T = E = 4,7 \text{ tf/m}$$



**F - POSIÇÃO DO CENTRO DE PRESSÃO**

(Ponto de aplicação da resultante)

$$u = \frac{M}{N} = \frac{5,542}{10,75} = 0,51 \text{ m}$$

**G - EXCENTRICIDADE**

$$e = \frac{b_s}{2} - u = \frac{2,00}{2} - 0,51 = 0,49 \text{ m}$$

**H - EQUILÍBRIO ESTÁTICO**

Coeficiente de segurança.

a) Escorregamento:

$$e_1 = \mu \frac{N}{T} = 0,55 \frac{10,75}{4,7} = 1,25$$

 $\mu = 0,55 \dots$  Coeficiente de atrito, concreto sobre terra seca.

O coeficiente de segurança para garantir a estabilidade estática, adotado pela maioria das normas técnicas, é no mínimo 1,5, portanto devemos dentar a sapata, para aproveitar a ação do empuxo passivo.

1.ª Tentativa - Dente de 0,30 m p/ancoragem, mais a altura da sapata de 0,30 temos a altura total  $z_0 = z + h_s = 0,60 \text{ m}$

Coeficiente de Empuxo Passivo:

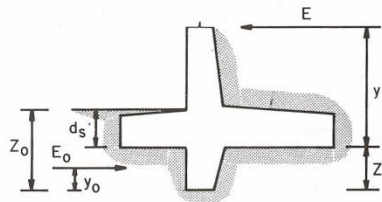
$$K_0 = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 60^\circ = 3$$

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma_t Z_0^2 = 0,5 \times 3 \times 1,6 \times 1,60^2 = 0,86 \text{ tf/m}$$

Corrigindo a componente tangencial, temos  $T = E - E_0 = 4,70 - 0,86 = 3,84 \text{ tf/ml}$ .

Nova verificação do coeficiente de segurança contra escorregamento

$$e_1 = 0,55 \frac{10,75}{3,84} = 1,5. \text{ Satisfaz}$$



Corrigindo os momentos, visto que  $M_e$  aumenta  
Ponto de aplicação do empuxo passivo:

$$y_0 = \frac{z_0}{3} = \frac{0,60}{3} = 0,20 \text{ m}$$

$$E_0(z_0 - y_0 - d_s) = 0,86(0,60 - 0,20 - 0,30) = 0,086 \text{ tfm}$$

$$M_i = G_0 g_0 + G_M g_M + G_s g_s + G_T g_T = 13,485 \text{ tfm}$$

$$E y' = \dots = 7,943 \text{ tfm}$$

$$E_0 \times (z_0 - y_0 - d_s) = 0,086 \text{ tfm}$$

$$M_e = 8,029 \text{ tfm}$$

$$M = M_i - M_e = 13,485 - 8,029 = 5,46 \text{ tfm}$$

Correção da excentricidade

$$u = \frac{M}{N} = - \frac{5,46}{10,75} = 0,52$$

$$e = \frac{b_s}{2} - u = 0,48 \text{ m}$$

b) Rotação ou tombamento

$$e_2 = \frac{M_i}{M_e} \geq 1,5 \quad e_2 = \frac{13,485}{7,857} = 1,7 > 1,5 \text{ satisfaz}$$

**I - EQUILÍBRIO ELÁSTICO**

a) Cálculos auxiliares:

$$\sigma_m = \frac{N}{b_s} = \frac{10,75}{2,00} = 5,375 \text{ tf/m}^2$$

$$\frac{6e}{b_s} = \frac{6 \times 0,48}{2,00} = 1,44$$

$$\text{b) Tensão máxima } \sigma_1 = \sigma_m \left( 1 + \frac{6e}{b_s} \right) = 5,375 \times 2,44 = 13 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_1 < \sigma_s = 15 \text{ tf/m}^2 \text{ satisfaz}$$

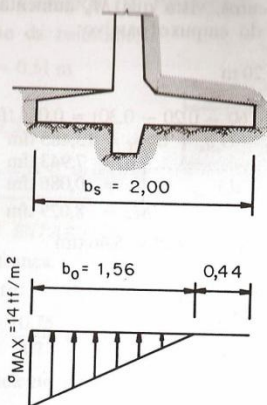
$$\text{c) Tensão mínima } \sigma_2 = \sigma_m \left( 1 - \frac{6e}{b_s} \right)$$

$$\sigma_2 = 5,375 (-0,440) = -2,4 \text{ tf/m}^2 < 0 \text{ (Tração)}$$

d) Tensão máxima excluindo a zona tracionada:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3u} \leq \bar{\sigma}_s \quad b_0 = 3u = 1,56 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times 10,75}{3 \times 0,52} = 14 \text{ tf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ tf/m}^2$$



Confirmada a estabilidade do conjunto, de acordo com as dimensões pré-estabelecidas, já é possível se estimar com toda a segurança o custo do muro de arrimo.

Determina-se o volume de concreto, volume do movimento de terra, quantifica-se o serviço de drenagem e, finalmente, aplicam-se os respectivos preços unitários, taxas de administração e encargos fiscais, para se chegar ao valor do orçamento e decidir-se sobre a viabilidade econômica do projeto.

### PARTE III – CÁLCULO DOS ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES E PROJETO DA ARMAÇÃO DO MURO

#### A – CÁLCULO DOS ESFORÇOS

a) Fórmulas: — Viga em Balanço – Carregamento Trapezoial

$$P_s = K\gamma_1 h_0 \dots \text{tf/m}^2$$

$$P_i = K\gamma_2 H \dots \text{tf/m}^2$$

$$Q_v = \frac{v}{2} (P_s + P_v)$$

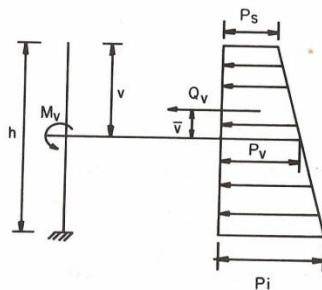
$$M_v = Q_v \bar{v} = \frac{v}{2} (P_s + P_v) \times \bar{v}$$

$$\bar{v} = \frac{v}{3} \left( \frac{2P_s + P_v}{P_s + P_v} \right)$$

$$M_v = \frac{v^2}{6} (2p_s + p_v)$$

Fazendo  $p = p_i - p_s$

$$P_v = p_s + \frac{v}{h} p$$



Temos: Valores máximos

$$M_{\max} = E_v = 4,7 \times 1,39 = 6,54 \text{ tfm/m}$$

$$Q_{\max} = E = 4,7 \text{ tf/m}$$

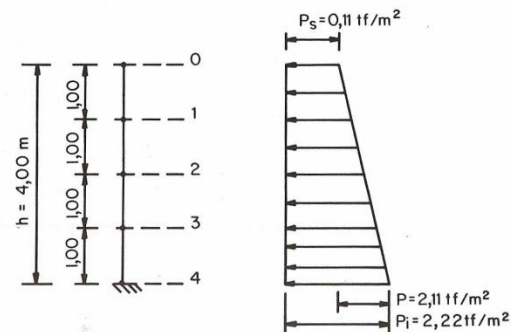
Para obtenção dos diagramas, convém calcular os esforços para as seções intermediárias, de metro, a partir do topo do muro.

$$p_s = 0,33 \times 1,6 \times 0,20 = 0,11 \text{ tf/m}^2 \quad h = 4,00 \text{ m}$$

$$P_i = 0,33 \times 1,6 \times 4,20 = 2,22 \text{ tf/m}^2 \quad h_0 = 0,20 \text{ m}$$

$$p = p_s - p_i = 2,11 \text{ tf/m}^2 \quad H = 4,20 \text{ m}$$

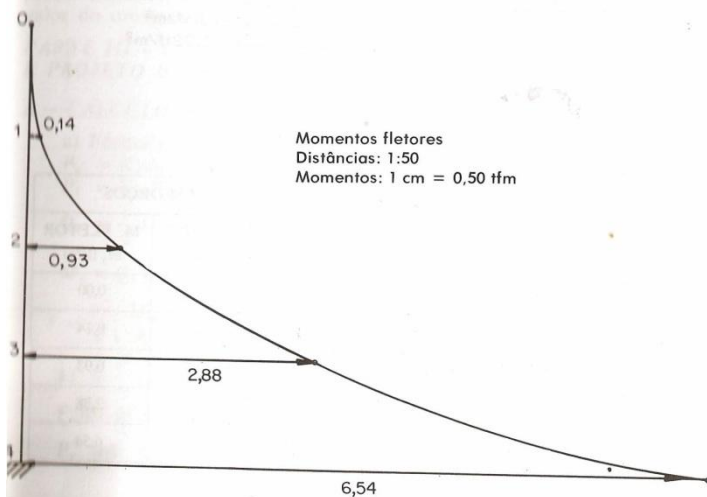
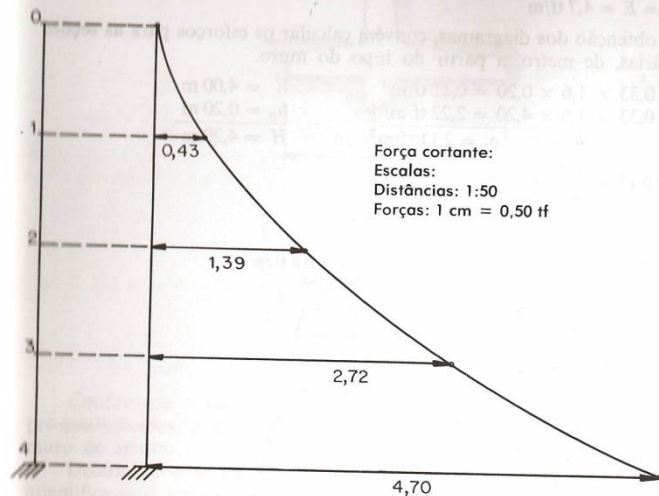
$$P_v = 0,11 + \frac{2,11}{4,00} v = 0,11 + 0,53 v$$



QUADRO DOS ESFORÇOS

SEÇÃO	CÁLCULOS AUXILIARES							ESFORÇOS	
	N.º	v	$\frac{p}{h} v$	$P_v$	$v^2$	$\frac{v^2}{6}$	$P_s + P_v$	$2P_s + P_v$	F. CORT. $Q_v$ (tf)
									M. FLETOR $M_v$ (tfm)
0	0,00			0,11					0,00
1	1,00	0,53	0,64	1,00	0,167	0,75	0,86	0,43	0,14
2	2,00	1,06	1,17	4,00	0,667	1,28	1,39	1,39	0,93
3	3,00	1,59	1,70	9,00	1,500	1,81	1,92	2,72	2,88
4	4,00	2,12	2,23	16,00	2,667	2,34	2,45	4,70	6,54

## DIAGRAMAS:



## B - ARMAÇÃO DO MURO PRINCIPAL

## FORMULÁRIO DO ANEXO 12

De acordo com as especificações pré-estabelecidas:  $f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2$   
CA - 50 - B;  $f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$ .

Pode-se calcular as respectivas áreas de aço para as seções em que foram determinados os esforços solicitantes.

As espessuras das seções intermediárias, poderão ser calculadas considerando o acréscimo de metro em metro, a partir do topo, assim determinada:

$$\Delta d = \frac{d_i - d_0}{n} = \frac{30 - 10}{4} = 5 \text{ cm}$$

$d_i = 30 \text{ cm}$  ... Espessura da parede na base

$d_0 = 10 \text{ cm}$  ... Espessura da parede no topo

$n = 4$  ... número de seções consideradas

Aplicando-se as fórmulas do Anexo 11, obtemos os resultados indicados no quadro Resumo.

## SÍMBOLOS ADOTADOS:

Espessura  $h$  ... (Notação da NBR 6118)

Altura útil de flexão, pela notação da Norma:  $d$

Área da seção transversal da armadura ...  $A_s$

$k_2, k_3, k_z$  ... Coeficientes - Tabela Anexo A-11

$$k_2 = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{100}}} \rightarrow \begin{cases} k_3 & f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2 \\ k_z & \text{CA - 50 - B} \end{cases}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$\gamma_f = 1,4$$

$$A_s = k_3 \frac{M}{d} \dots \text{cm}^2 \dots \text{Bitola } \phi \text{ mm}$$

$$z = k_z d \dots \text{cm} \dots \text{Braço de alavanca}$$

$$\bar{M}_d = A_s z f_{yd} \dots \text{tf} \times \text{cm} \dots f_{yd} = 5.000$$

$$1,15$$

$$= 4348 \text{ kgf/cm}^2$$

$\bar{M}_d$  ... Momento resistente ...

Observações: Disposições construtivas

NB-1 - 6.3.1. Área mínima da armadura

$$A_s = 0,15 \% \times b_w h$$

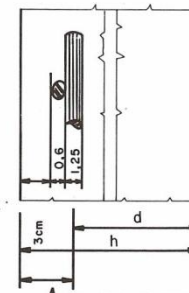
$b_w = 100 \text{ cm}$  ... Largura

NBR 6118/82 - 6.3.3. Cobrimento = 3 cm, concreto em contato com o solo

Adotou-se 4,5 cm de cobrimento teórico

$$d = h - 4,5 \dots \text{cm}$$

ESPAÇAMENTOS - NBR 6118/82 - item 6.3.2.1



$$3 + 0,6 + 0,625 = 4,225$$



QUADRO RESUMO

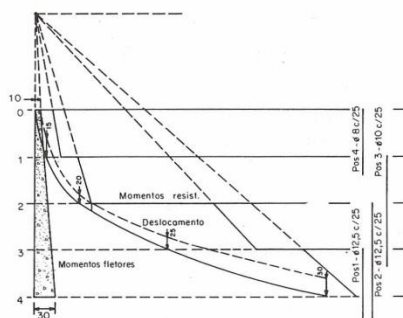
Seção	Momentos fletores $M \dots \text{tf cm}$	Espessuras $h \dots \text{cm}$	Altura útil $d \dots \text{cm}$	COEFICIENTES			Braço de alav. $Z \dots \text{cm}$	Área das armad. $A_s \dots \text{cm}^2$	BITOLAS		Momentos resist. $M_d = A_s z f_{sd}$
				$k_2$	$k_3$	$k_z$			$\phi$ mm	Área $\text{cm}^2$	
0	—	10	5,5	—	—	—			8 c/25	2,00	
1	14	15	10,5	28,3	⊙	0,9	9,4	2,25	8 c/125	4,00	113,4
2	93	20	15,5	16,1	⊙	0,9	13,9	3,00	10 + 8 c/25	5,20	217,6
3	288	25	20,5	12,0	0,35	0,9	18,4	4,91	12,5 + 10 c/25	8,20	453,9
4	654	30	25,5	9,9	0,36	0,9	22,9	9,23	12,5 c/125	10,00	688,5

$$\textcircled{*} A_{s_{\min}} = \frac{1}{100} \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

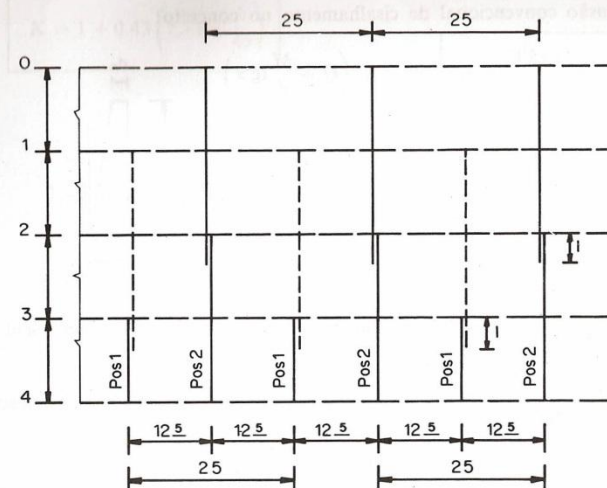
$$\textcircled{**} A_{s_{\min}} = \frac{1}{100} \times 100 \times 20 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Marcamos os momentos resistentes, sobre o diagrama dos momentos fletores, para verificar a cobertura e corte das barras, atendendo as exigências da NB - 1, item 4.1.6.2.

Quanto às condições de ancoragem



POSIÇÃO DAS ARMADURAS EM ELEVAÇÃO



Nota — Estes espaçamentos atendem as exigências da NBR 6118, art. 6.3., item 6.3.2, inciso 6.3.2.1.

### C — ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

De acordo com a Norma:

$$A = \frac{1}{5} A_s \text{ (Área da armadura principal)}$$

$$A_s = 10,00 \text{ cm}^2 \equiv \phi 12,5 \text{ c/ } 12^5$$

$$A = \frac{1}{5} \times 10,00 = 2,00 \text{ cm}^2, \text{ adotamos } \phi = 8,0 \text{ mm c/ } 25$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 3$  barras por metro linear; adotamos 4 barras por metro linear ao longo da altura.

### D — ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para facilitar a execução, convém projetar o muro com espessuras tais, de modo a não haver necessidade de ser colocada armadura transversal, para se combater tensões de cisalhamento.

Verificação: NBR 6118/82, art. 4, item 4.1.4, inciso 4.1.4.1 e art. 5.3, inciso 5.3.1.2, alínea b.

Tensão convencional de cisalhamento no concreto:

$$\tau_d = \frac{1,15 V_d}{b_w d} \leq \tau_c \quad V_d = \gamma_f \left( Q \mp \frac{M}{d} \operatorname{tg} \alpha \right)$$

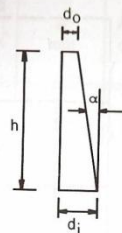
No caso:  $V_d = \gamma_f \left( Q - \frac{M}{d} \operatorname{tg} \alpha \right)$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_i - d_o}{h} = \frac{30 - 10}{400} = 0,05$$

$$\gamma_f = 1,4$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$d \dots \text{variável}$$



Se  $M$  em valor absoluto e  $d$  em valor absoluto crescem no mesmo sentido, a correção  $\frac{M}{d} \operatorname{tg} \alpha$  é subtrativa.

Se  $M$  e  $d$  em valor absoluto crescem em sentidos opostos, será acrescida a correção. No caso:



Como não se pretende empregar armadura transversal, não pode ser considerada a diminuição  $\frac{M}{d} \operatorname{tg} \alpha$ , para  $\tau_c > 0$

$\tau_{w_u} \dots$  Tensão última de cisalhamento

$$\text{Tensão admissível } \tau_c = \frac{\tau_{w_u}}{\gamma_c}$$

Para lajes sem armadura transversal

$$\tau_{w_u} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} \quad f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_c = \frac{\tau_{w_u}}{\gamma_c} = \frac{\psi_4}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\psi_4 = 2 \sqrt[4]{\rho_1} \dots \text{para } h \leq 15$$

$$\psi_4 = 1,4 \sqrt[4]{\rho_1} \dots \text{para } h \geq 60 \quad \rho_1 = \frac{A_s}{b_w h}$$

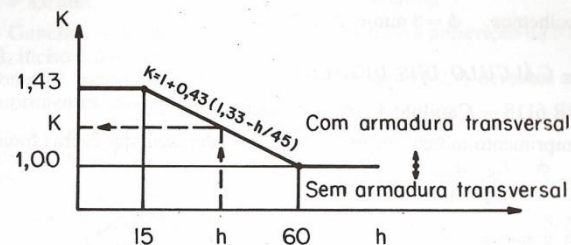
$$0,001 < \rho_1 \leq 0,015$$

$$K = \frac{\psi_4}{\gamma_c} \quad \tau_c = \frac{K}{\gamma_c} \sqrt[4]{\rho_1} \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Para } h = 15 \quad K = \frac{2}{1,4} = 1,43$$

$$\text{Para } h = 60 \quad K = \frac{1,4}{1,4} = 1,0$$

Valores intermediários:

$$K = 1 + 0,43 \left( 1,33 - \frac{h}{45} \right)$$



QUADRO RESUMO - CISALHAMENTO

Seção N.º	h cm	K	A <sub>s</sub> cm²	b <sub>w</sub> h cm²	ρ <sub>1</sub>	τ <sub>c</sub> kgf/cm²	Q kgf	d cm	V <sub>d</sub> kgf	τ <sub>d</sub> kgf/cm²
0	10	—	2,00	—	—	—	—	—	—	—
1	15	1,43	4,00	1 500	0,003	3,9	430	10,5	602	0,6
2	20	1,38	5,20	2 000	0,003	3,7	1 390	15,5	1 946	1,5
3	25	1,33	8,20	2 500	0,003	3,6	2 720	20,5	3 810	2,1
4	30	1,28	10,00	3 000	0,003	3,5	4 700	25,5	6 580	2,9

$$\sqrt[4]{\rho_1} = \sqrt[4]{0,003} = 0,234, \quad \sqrt{f_{ck}} = \sqrt{135} = 11,6$$

**CONCLUSÃO** — Fica confirmado que a armadura transversal neste caso é dispensável; temos em todas as seções  $\tau_d < \tau_c$

#### E - ARMAÇÃO SUPLEMENTAR

Embora teoricamente desnecessária, sob o ponto de vista da resistência, deve ser colocado ao lado externo do muro (face fora da terra) uma armadura suplementar. A escolha, embora a sentimento, pode amenizar os efeitos da diferença de temperatura entre as faces interna e externa e da retração do concreto.

Temos adotado uma malha, simétrica com a armação resistente, variando de 0,1% a 0,3% da seção transversal colocada ao longo da altura. Pode ser maior ou igual a armadura de distribuição, porém nos dois sentidos (não se trata de armadura de pele).

$$A'_s = 0,001 \frac{(d_o + d_i)}{2} h = 0,001 \times \frac{(10 + 30)}{2} \times 400 = 8 \text{ cm}^2$$

Escolhemos  $\phi = 8 \text{ mm/c } 25 = 7,8 \text{ cm}^2$

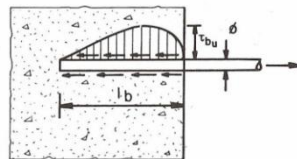
### F - CÁLCULO DOS DETALHES

NBR 6118 — Capítulo 4, art. 4.1., inciso 4.1.6.2.2

Comprimento mínimo de ancoragem por aderência das barras tracionadas

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \cdot \frac{A_{scal}}{A_{se}}$$

sem ganchos ...  $\ell_b \geq \begin{cases} \frac{\ell_{bl}}{3} \\ 10 \phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$



$$f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000}{1,15} = 4348$$

$$\tau_{bu} = \text{Aderência} - \text{Para } \dots \eta_b \geq 1,5 \dots \text{NBR 6118} - 5.3.1.2, \text{ item c}$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

NBR 6118 ... item 4.1.6. — Má aderência

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{135}{1,4} = 96,43$$

$$\tau_{bu} = 0,9 \times \sqrt[3]{9299} = 0,9 \times 21 = 19$$

$$\tau_{bu} = \frac{19}{1,5} \text{ kgf/cm}^2 \dots = 13 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (má aderência)}$$

Fazendo  $A_{scal} = A_{se}$  temos  $\ell_{b1} = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$

$$\ell_{b1} = \frac{1}{4} \times \frac{4348}{13} \phi = \frac{4348}{52} = 84 \phi$$

Cálculo de  $\ell_b$

Para a Seção 3:  $\frac{A_{scal}}{A_{se}} = \frac{4,91}{8,20} \cong 0,60$

$$\ell_b = \ell_{b1} \frac{A_{scal}}{A_{se}} = 50 \phi$$

Para a Seção 2:  $\frac{A_{scal}}{A_{se}} = \frac{3,00}{5,20} \cong 0,60$

Para a Seção 1:  $\frac{A_{scal}}{A_{se}} = \frac{2,25}{4,00} = 0,60$

Para facilidade na elaboração dos detalhes, calculamos  $\ell_b$  e temos:

$$\phi = 12,5 \text{ mm} \quad \ell_b = 50 \times 1,25 = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 10,0 \text{ mm} \quad \ell_b = 50 \times 1,00 = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 8,0 \text{ mm} \quad \ell_b = 50 \times 0,8 = 40 \text{ cm}$$

— Ganchos — Vamos dispensá-los, cumprindo a prescrição da NBR 6118 art. 6.3, inciso 6.3.4 e art. 4.1, inciso 4.1.6.21.

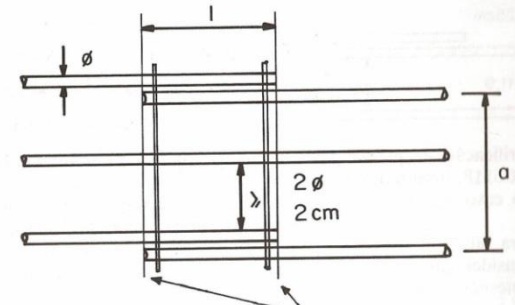
Como as barras não serão dobradas (inciso 4.1.6.2.1) devemos aumentar os comprimentos das barras de aço + 10  $\phi$

$$\text{Pos 1} - \phi = 12,5 \quad c = 1,00 + 10 \phi = 1,12^5$$

$$\text{Pos 2} - \phi = 12,5 \quad c = 2,00 + 10 \phi = 2,12^5$$

$$\text{Pos 3} - \phi = 10,0 \quad c = 2,00 + \ell + 10 = 2,10 + \ell$$

EMENDAS POR TRASPASSE — NBR 6118 item 6.3, inciso 6.3.5.2.



Para  $\eta_b \geq 1,5$   
sem gancho  
 $\ell = \psi_5 \ell_b \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 15 \phi \\ 0,5 \ell_{b1} = 42 \phi \end{cases}$

ARMADURA  
TRANSVERSAL  
NAS EXTREMIDADES  
DAS EMENDAS

Temos  $a = 25 \text{ cm}$

$$\phi = 12,5 \equiv 1,25 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{\phi} = \frac{25}{1,25} = 20$$

Portanto  $a > 10 \phi$

Proporção de barras emendadas 1/2 (50%)

$$\psi_5 = 1,4 \text{ TABELA 3 - Da NBR 6118}$$

Temos para as emendas:

$$\phi = 12,5 \quad \ell = 1,4 \times 65 = 90$$

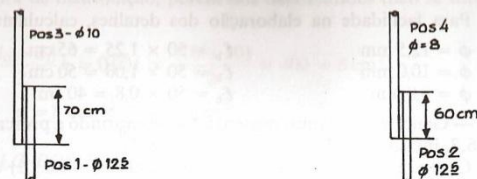
$$\phi = 10 \quad \ell = 1,4 \times 50 = 70$$

$$\phi = 8 \quad \ell = 1,4 \times 45 = 60$$



Emendamos a Pos 3 com a Pos 1.

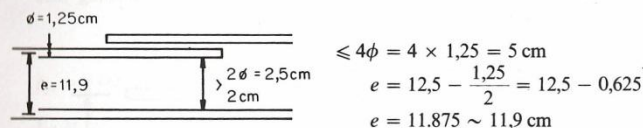
$$\phi = 10 \text{ mm} \dots \ell = 70 \text{ cm}$$



Prolongamos a Pos 2 até a Seção 2 e emendamos com a Pos 4 ...  $\phi = 8 \text{ mm}$

Adotamos  $\ell = 70 \text{ cm}$  na emenda da Pos 4 com a Pos 2, para padronização dos detalhes.

#### ESPESSURA DO CONCRETO EM TORNO DA EMENDA

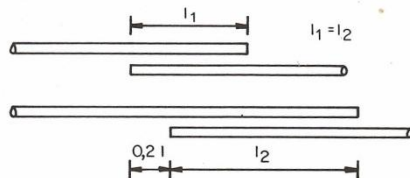


Verificação de proporção das barras emendadas numa seção: Tabela 4 da NBR 6118, item 6.3.5.2.

No caso  $S_{gk} > S_{qk}$  isto é, a solicitação característica da carga permanente corresponde à solicitação característica da carga total.

Para bitola  $\phi \leq 12,5 - \eta_b \geq 1,5 - 1/2$  das barras podem ser emendadas.

Consideração sobre a proximidade das emendas e o seu afastamento, numa mesma seção.



No caso, temos  $0,2 \ell = 0$ , portanto as barras são consideradas emendadas na mesma seção.

#### G - VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

NBR 6118, art. 4.2., inciso 4.2.2.

Vamos verificar se há necessidade de um revestimento do lado da terra, com argamassa de cimento e areia (traço 1:3 em volume).

Nestas condições, de acordo com o item c do artigo citado, poderemos chegar com as fissuras de 0,3 mm de abertura (peça protegida).

$$\frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) > \begin{cases} 1 \dots (a) \\ 2 \dots (b) \\ 3 \dots (c) \end{cases}$$

$$\frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} > \begin{cases} 1 \dots (a) \\ 2 \dots (b) \\ 3 \dots (c) \end{cases}$$

$$A_{cr} = 0,25 b_w h$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = 0,25 \times 100 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 3 \text{ tf/cm}^2$$

$$\phi = 12,5 \text{ mm Para } f_{ck} \leq 180 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}} f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ kgf/cm}^2 = 0,0135 \text{ tf/cm}^2$$

$$E_s = 2100 \text{ tf/cm}^2 \quad \eta_b = 1,5$$

Substituindo:

$$\frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \times \frac{\sigma_s}{E_s} \left( \frac{4}{\rho_r} + 45 \right) = 2,7 \sim 3$$

$$\frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times \frac{3\sigma_s}{f_{tk}} = 5,3 > 3$$

De acordo com a NB-1, art. 4.2, inciso 4.2.2, o estado de fissuração exige uma proteção da face tracionada. Pintaremos a face do lado da terra com tinta betuminosa, aplicada sobre o revestimento com argamassa de cimento e areia.

#### PARTE IV - PROJETO DA ARMAÇÃO DA SAPATA

A sapata, sendo o elemento de transmissão das cargas que atuam sobre o muro ao terreno de fundação, deverá resistir à reação do mesmo, descontando-se as cargas verticais em sentido contrário (peso próprio + peso da terra).

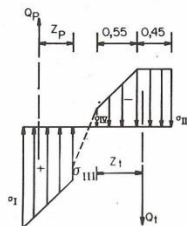
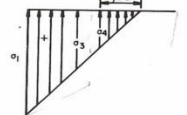
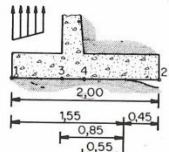
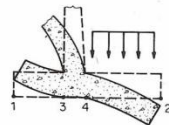
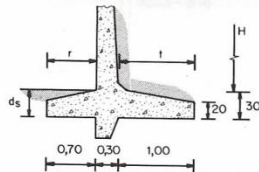
A solução, teoricamente exata, seria considerar a sapata como placa ou mesmo viga, sobre base elástica, porém tal solução é bastante trabalhosa.

Vamos aplicar a solução prática, conforme indicada na obra de Mörsch (Hormigon Armado - Vol. II), que consiste simplesmente na soma gráfica dos diagramas de carregamento.

Vamos considerar separadamente os vários diagramas, embora podemos superpô-los e hachurar o resultado final.

## A - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NA SAPATA

Para simplificar o cálculo dos esforços, admitimos a espessura da sapata constante.



## SAPATA DEFORMADA

a - REAÇÃO DO SOLO  $\uparrow (+)$ 

$$\sigma_1 = 14 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{0,85}{1,55} = 7,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_4 = \sigma_1 \frac{0,55}{1,55} = 5 \text{ tf/m}^2$$

b - CARGAS VERTICAIS  $\downarrow (-)$ 

$$\text{Na ponta } \sigma_p = d_s \gamma_c = -0,30 \times 2,5$$

$$(\text{Trecho } 1-3) \sigma_p = 0,7 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{No talão } \sigma_t = d_s \gamma_c + H \gamma_t$$

$$(\text{Trecho } 2-4)$$

$$\sigma_t = 0,30 \times 2,5 + 4,20 \times 1,6$$

$$\sigma_t = -7,4 \text{ tf/m}^2$$

## c - CARGA NA SAPATA

Na ponta

$$\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_p = 14,0 - 0,7 =$$

$$= +13,3 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{III} = \sigma_3 - \sigma_p = 7,7 - 0,7 =$$

$$= +7,0 \text{ tf/m}^2$$

No talão

$$\sigma_{IV} = \sigma_4 - \sigma_t = 5 - 7,4 = 2,4 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{II} = \sigma_2 - \sigma_t = -7,4 \text{ tf/m}^2$$

Desprezamos o cálculo do trecho 3-4, onde deveria ser descontada da reação do solo o peso próprio do muro.

Observamos que, neste trecho, passa-se por um ponto de carregamento nulo (linha pontilhada), devido a indeformabilidade da elástica no entroncamento da parede com a sapata.

## ESFORÇOS SOLICITANTES

## a) - FORÇA CORTANTE MÁXIMA

Corresponde a resultante do diagrama de carregamento, temos:

Na ponta

$$Q_p = (\sigma_1 + \sigma_{III}) \frac{r}{2} \dots \text{tf/m}$$

$$Q_p = (13,3 + 7,0) \frac{0,70}{2} = 7,105 \text{ tf/m}$$

No talão

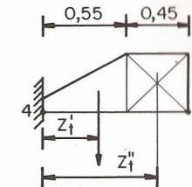
$$Q_t = 0,45 \sigma_{II} + (\sigma_{II} + \sigma_{IV}) \frac{0,55}{2} \dots \text{tf/m}$$

$$Q_t = 0,45 \times 7,4 + (7,4 + 2,4) 0,275 = 3,33 + 2,69 = -6,02 \text{ tf/m}$$

## b) - MOMENTO FLETOR MÁXIMO

$$\text{Braços: Na ponta } \dots z_p = \frac{r}{3} \times \frac{2\sigma_1 + \sigma_{III}}{\sigma_1 + \sigma_{III}}$$

$$z_p = \frac{0,70}{3} \times \frac{2 \times 13,3 + 7,0}{13,3 + 7,0} = 0,386 \text{ m}$$



No talão

$$z_t' = \frac{0,55}{3} \left( \frac{2\sigma_{II} + \sigma_{IV}}{\sigma_{II} + \sigma_{IV}} \right) = \frac{0,55}{3} \times \frac{2 \times 7,4 + 2,4}{7,4 + 2,4}$$

$$z_t' = 0,32 \text{ m}$$

$$z_t'' = 0,55 + \frac{0,45}{2} = 0,775$$

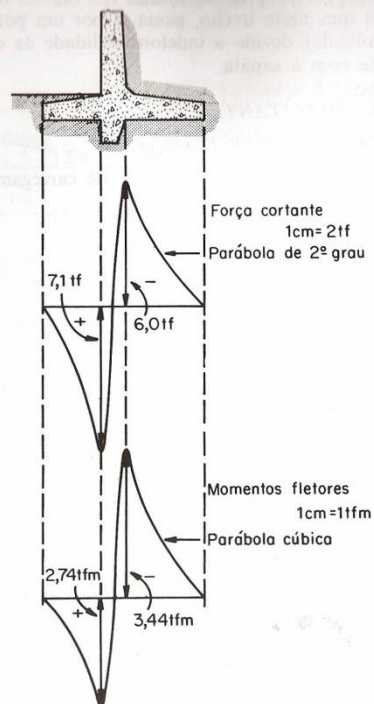
## MOMENTOS

$$\text{Na ponta } \dots M_p = Q_p z_p = 7,105 \times 0,386 = 2,74 \text{ tfm } (+)$$

$$\text{No talão } \dots M_t = Q_t z_t' = 2,69 \times 0,32 + 3,33 \times 0,775 = 3,44 \text{ tfm } (-)$$



## c) - DIAGRAMAS



## d) - CÁLCULO DAS ARMAÇÕES

Formulário do Anexo 11

$$\begin{cases} f_{ck} = 135 \text{ kgf/cm}^2 \\ CA - 50 \cdot B \\ \gamma_s = 1,15, \gamma_c = 1,4 \\ \gamma_f = 1,4 \end{cases}$$

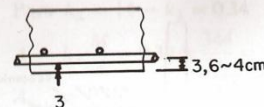
Na ponta.

$$M = 274 \text{ tfm}$$

$$b_w = 100$$

$$h = 30$$

$$d = 30 - 4 \text{ cm} = 26 \text{ cm}$$



$$k_2 = \frac{d}{\sqrt{M}} = \frac{26}{\sqrt{2,74}} = 15,75$$

$$\downarrow$$

$$k_3 = 0,34$$

$$A_s = k_3 \frac{M}{d} = 0,34 \frac{274}{26} = 3,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,15\% b_w h = 4,5 \text{ cm}^2$$

Adotamos  $A_s = 5 \text{ cm}^2 \equiv \phi = 12^5 \text{ mm c/25}$ 

Cisalhamento:

$$\tau_d = \frac{1,15 V_d}{b_w d} \leq \tau_c \dots \text{NBR 6118} - 4.1.4.1$$

$$V_d = \gamma_f Q = 1,4 \times 7,1 = 9,94 \text{ tf}$$

$$\tau_d = \frac{11431}{100 \times 26} = 4,4 \text{ kgf/cm}^2$$

NBR 6118, item 5.3.1.2 — Lajes sem armadura

$$\tau_{wu1} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}}$$

$$\psi_4 = 2 \sqrt[4]{\rho_1} \text{ para } h \leq 15$$

$$\psi_4 = 1,4 \sqrt[4]{\rho_1} \text{ para } h \geq 60$$

$$\tau_c = \frac{\tau_{wu1}}{\gamma_c} \quad \tau_c = \frac{\psi_4}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$\frac{\psi_4}{\gamma_c} = K \sqrt[4]{\rho_1} \quad 0,001 \leq \rho_1 \leq 0,015$$

$$K = 1 + \left( 1,33 - \frac{h}{45} \right)$$

Para  $h = 30 \dots K = 1,67$ 

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w h} = \frac{5}{100 \times 30} = 0,0017$$

$$\tau_c = 1,67 \sqrt[4]{0,0017} \sqrt{135} = 4,1 \text{ kgf/cm}^2$$

Aproximadamente  $\tau_d = \tau_c$ 

$$\tau_d = 4,4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_c = 4,1 \text{ kgf/cm}^2$$

CONCLUSÃO — Empregaremos armadura de  $\phi = 12^5 \text{ c/25}$  na ponta, estendendo-a em todo o talão (atendendo à hipótese do muro durante a construção, quando não sofre o empuxo da terra).

Comprimento de ancoragem já calculado  $\ell_{b1} = 80 \phi = 100 \text{ cm}$

#### ESQUEMA

Especificações da NBR 6118

Distribuição

$$\frac{1}{5} A_s = 1,0 \text{ cm}^2$$

3 barras p/ml

$$0,50 \text{ cm}^2$$

Adotamos  $\phi 6,3 \text{ c}/30 = 1,05 \text{ cm}^2$

#### DOBRAMENTO DAS BARRAS –

NBR 6118 – 6.3.4.1. – Conforme ganchos

CA – 50

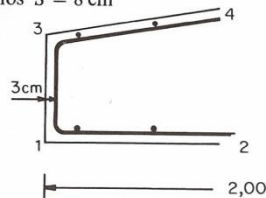
$r = 4 \phi$

$d = 8 \phi = 10 \text{ cm}$

Para  $\phi \geq 20$

$$s = \frac{\pi \times d}{4} = 0,7854 \times 10 = 7,8 \text{ cm}$$

Adotamos  $S = 8 \text{ cm}$



#### COMPRIMENTO TOTAL DA BARRA

TRECHO 1 – 2	$2,00 - [2 \times (3 + 1) + (4 + 1)]$	1,87
TRECHO 1 – 3	$20 - [2 \times (3 + 1) + 2(4 + 1)]$	0,02
TRECHOS CURVOS	$2(S)$	0,16
TRECHO 3 – 4		1,00
		3,05

#### DETALHE EXECUTIVO

No talão

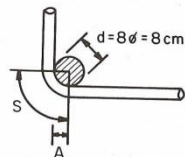
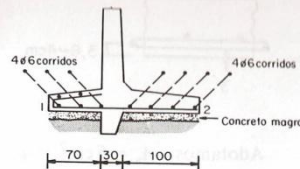
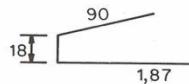
$$M = 344 \text{ tf cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30$$

$$d = 26$$

$$k_2 = \frac{d}{\sqrt{\frac{M}{b_w}}} = \frac{26}{\sqrt{3,44}} = 14$$



#### TABELA DO ANEXO 11

Para  $k_2 = 14 \rightarrow k_3 = 0,34$

$$A_s = k_3 \frac{M}{d} = 0,34 \times \frac{344}{26} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,15 \% b_w h = 4,5 \text{ cm}^2$$

Adotamos  $\phi = 12,5$  com  $25 = 5 \text{ cm}^2$

Aproveitamos a armadura do muro Pos 1 –  $\phi 12,5 \text{ c}/25$  para cobrir o trecho superior do talão e absorver o esforço solicitante.

A outra Pos 2 será ancorada no dente da sapata.

$$\text{Distribuição } \frac{1}{5} A_s = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\phi 6,3 \text{ (cada)} 30 = 1,05 \text{ cm}^2$$

#### Cisalhamento

$$\tau_d = \frac{1,15 V_d}{b_w d} \leq \tau_c \dots \text{NBR 6118 – 4.1.4.1}$$

$$V_d = \gamma_f Q \quad Q = 6 \text{ tf} \quad V_d = 1,4 \times 6 = 8,4 \text{ tf}$$

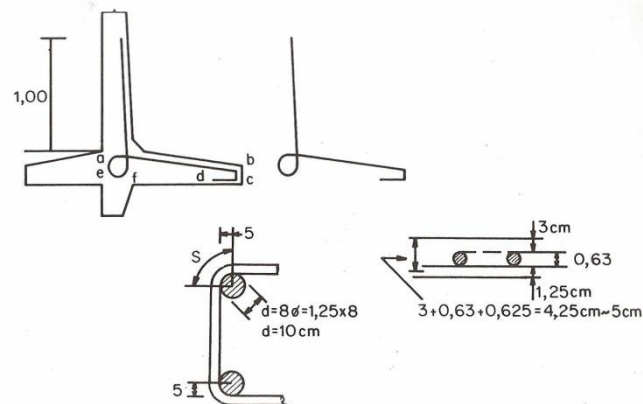
$$\tau_d = \frac{1,15 \times 8400}{100 \times 30} = 3,2 \text{ kgf/cm}^2$$

$\tau_c = 4,1 \text{ kgf/cm}^2$  ... conforme o cálculo elaborado para a ponta da sapata

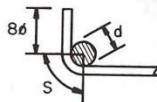
Temos  $\tau_d < \tau_c$

Dispensa-se a armadura transversal.

#### ESQUEMA



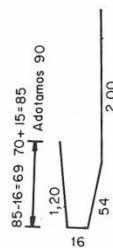
Trecho $ab \dots 1,30 - [2(5 + 5)] = \dots$	1,10
Trecho $b' - c \dots 20 - [2 \times (5 + 5)] = \dots$	0,00
Curvas $b - c \ 2S = 2 \times 0,7854 \times 10 = \dots$	0,16
Trecho $d - c = 8\phi + S = 10 + 0,785 \times 10 = \dots$	0,18



Trecho $ae = 30 - 30 - [2 \times (5 + 5)] = \dots$	0,10
Curvas $\dots 2S \dots = \dots$	0,16
Trecho $e - f = \text{Trecho } ae + \text{curvas} = \dots$	0,26
	1,96 m

Detalhe executivo:

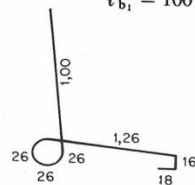
pos 2 -  $\phi 12,5$



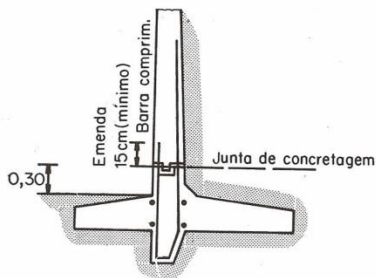
pos 1 -  $\phi 12,5$  c/25

$c = 3,40$  m

$\ell_{b1} = 100$  cm



Pos 2 -  $\phi 12,5$  c/25



Pos 2 -  $\phi 12,5$  c/25

$\ell_{b1} = 80\phi$

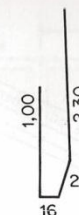
$\phi = 1,25$

$\ell_{b1} = 100$  cm

Temos:

$$26 + 16 + 1,00 = 1,42 > 1,00$$

Satisfaz



#### DESENHO EXECUTIVO

O desenho executivo foi elaborado, admitindo-se a extensão do muro ser de 10,00 m, a fim de apresentarmos alguns parâmetros úteis para orçamento.

Conhecido o volume de concreto em  $m^3$ , que poderá, para estimativa de custo, ser obtido através do pré-dimensionamento apresentado no início do assunto.

$$\text{Relação: } \frac{\text{forma de madeira}}{\text{volume de concreto}} = \dots 7 \frac{m^2}{m^3}$$

$$\text{Relação: } \frac{\text{aço - CA - 50}}{\text{volume de concreto}} = \dots 80 \frac{kg}{m^3}$$

#### IV.5 - MURO DE ARRIMO COM GIGANTES OU CONTRAFORTES

O fator determinante para este tipo de estrutura, condiciona-se principalmente ao caso em que o solo de apoio da fundação exigir o emprego de estacas ou tubulões, embora nada impeça que, para alturas entre 4,00 m até 7,00 m, possa ser obtida uma solução economicamente vantajosa em fundação direta, quando o solo assim o permitir.

Vejamos as duas soluções do tipo de fundação em separado.

##### IV.5.1 - MUROS COM GIGANTES - FUNDAÇÃO DIRETA

Inicialmente deve ser esclarecido que este tipo de fundação exige uma capacidade mínima do solo da ordem de  $2 \text{ kgf/cm}^2$ , em contrário a solução perde em economia por outras alternativas (cortinas atirantadas e fundações sobre estacas).

### 9.1.3. Comparativo dos resultados entre os itens 7.1.1 e 7.1.2

Comparando o exemplo desenvolvido por Moliterno (1994) e o mesmo sendo calculado por meio do software, chegamos a resultados expressivamente similares. A tabela a seguir simplifica o paralelo entre cada item.

**Tabela 2 - Comparativo entre áreas de armação (cm<sup>2</sup>)**

<b>Local</b>	<b>Software</b>	<b>Moliterno (1997)</b>
Muro de 4,00 m até 2,00 m	5,15	5,2
Muro de 2,00 m até 0,00 m	8,31	10
Ponta da Sapata	4,5	4,5
Talão da Sapata	4,5	4,5

Comparando os resultados de 2,00 m até 0,00m observamos um resultado mais econômico para o software. O modelo de cálculo adotado por Moliterno por ser mais simplificado que o utilizado no software, apresenta resultados maiores para muros com alturas menores.

## 9.2. Muro de Arrimo em perfil com contraforte

Projetar um muro de arrimo em perfil com contraforte, com fundação em sapata, para um talude vertical de altura  $H=7\text{m}$ .

Dados:

- Peso específico aparente do solo  $\gamma_t = 1,8 \text{ tf/m}^3$
- Ângulo de talude natural  $\phi = 30^\circ$
- Tensão admissível do solo  $\sigma_{s,adm} = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$
- Sem sobrecarga variável

### 9.2.1. Resolução a partir do “Software”

A interface do programa para o dimensionamento de muros de arrimo em perfil com contraforte é similar ao do perfil clássico, sendo necessário inserir os mesmos dados do Item 7.1.1. Entretanto seu pré-dimensionamento opcional baseia-se no sugerido por Marchetti (2007).

**Dados de Entrada**

h: 7,00 m    Rugosidade: Liso  
 Sobrecarga (q): 0,00 tf/m<sup>2</sup>    Saturação: Não Saturado  
 Sobrecarga (qp): 0,00 tf/m  
 Taxa do Terreno (σadm): 20 tf/m<sup>2</sup>  
 Inclinação (α): 0,00 °

**Tipo de Solo**

Solo: Não especificado  
 γt: 1,8 tf/m<sup>3</sup>    φ: 30 °

**Dimensionamento**

di: 0,5 m    r: 0,5 m  
 d0: 0,2 m    t: 4 m  
 bs: 4,9 m    Ci: 3,5 m  
 f: 0,4 m    hs: 0,3 m  
 dc: 0,2 m    s: 0,4 m

**Dados do Concreto**

Fck: 20 MPa  
 γc: 2,5 tf/m<sup>3</sup>

☒ Usar o Pré-Dimensionamento Padrão

**Verificações**

Escorregamento: OK!  
 Tombamento: OK!  
 Capacidade de carga: OK!

**Diagrama:** Muro de Arrimo Perfil com Contraforte. O diagrama mostra a seção transversal do muro com dimensões indicadas: h (altura total), d0 (altura do pé do muro), di (distância do pé do muro ao início da base), bs (largura da base), t (espessura do muro), f (altura da base), r (raio de curvatura), s (distância do pé do muro ao fim da base), Ci (distância do pé do muro ao início da base), dc (distância do pé do muro ao fim da base). A inclinação do terreno é α e a sobrecarga é q.

Figura 33 - Tela do programa para o cálculo de muro de arrimo em perfil com contraforte

A partir da inclusão desses dados, o software desenvolve-se similar ao exemplo anterior, porém por se tratar de um perfil diferente é interessante observar as considerações do Item 6.2 para o dimensionamento da área de armação.

Relatório extraído do software:

### Dados do Projeto

$h = 7$

Sobrecarga(q) = 0

Sobrecarga pontual (qp) = 0

Taxa do terreno de fundação (σadm) = 20

Inclinação do terreno adjacente (α) = 0

Não Saturado

Tipo de solo = Não especificado

$\gamma_t = 1,8$

$\phi = 30$

## Dimensões do Muro

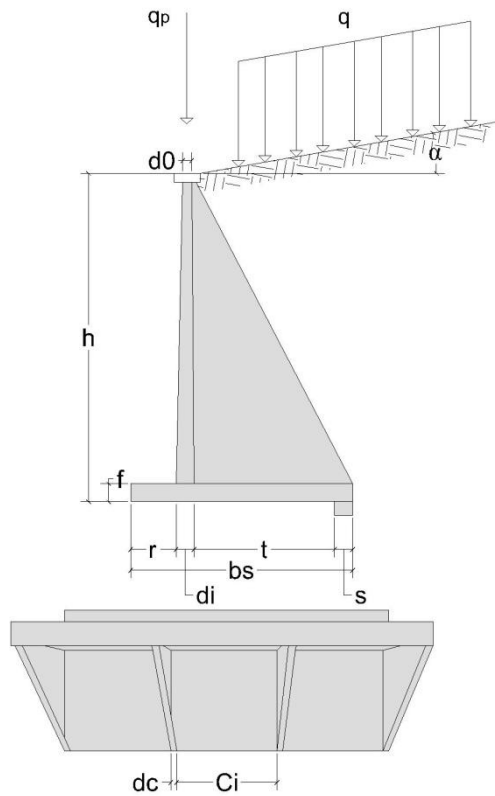


Figura 34 - Representação das dimensões do muro em perfil com contraforte

$$d_i = 0,4 \text{ m}$$

$$d_0 = 0,2 \text{ m}$$

$$b_s = 4,9 \text{ m}$$

$$f = 0,4 \text{ m}$$

$$r = 0,5 \text{ m}$$

$$t = 4 \text{ m}$$

$$C_i = 3,5 \text{ m}$$

$$d_c = 0,2 \text{ m}$$

$$h_s = 0,3 \text{ m}$$

## Cálculo do Empuxo

$$\phi_1 = 0^\circ$$

$$h_0 = q / \gamma t$$

$$h_0 = 0 \text{ m}$$

$$H = h_0 + h$$

$$H = 7 \text{ m}$$

$$K = \frac{\sin((90+\varphi))^2 / (\sin(90)^2 \cdot \sin((90+\varphi_1))) \cdot (1 + \text{Raiz}((\sin((\varphi-\alpha)) \cdot \sin((\varphi-\varphi_1))) / (\sin((90-\varphi_1)) \cdot \sin((90-\alpha))))^2)}{2}$$

$$K = 0,33$$

$$\delta = \varphi_1$$

$$\delta = 0^\circ$$

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot h_0$$

$$P_s = 0 \text{ tf/m}^2$$

$$P_I = K \cdot \gamma_t \cdot H$$

$$P_I = 4,16 \text{ tf/m}^2$$

$$y = h/3 \cdot (2 \cdot P_s + P_I) / (P_s + P_I)$$

$$y = 2,33 \text{ m}$$

$$\text{Empuxo} = 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot H^2 - 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h_0^2$$

$$E = 14,55 \text{ t/m}$$

$$E_l = (C_i + d_c) \cdot E$$

$$E_l = 53,84 \text{ t/m}$$

Cálculo do Momento Atuante

$$P_{m1} = d_0 \cdot (h-f) \cdot \gamma_c$$

$$P_{m1} = 3,3 \text{ tf/m}$$

$$P_{m2} = (((d_i - d_0) \cdot (h-f)) / 2) \cdot \gamma_c$$

$$P_{m2} = 1,65 \text{ tf/m}$$

$$P_s = f \cdot \gamma_c \cdot b_s$$

$$P_s = 4,9 \text{ tf/m}$$

$$P_t = t \cdot (h-f) / 2 \cdot d_c \cdot \gamma_c$$

$$P_t = 6,6 \text{ tf/m}$$

$$P_0 = t \cdot (h-f) \cdot \gamma_t \cdot (C_i + d_c)$$

$$P_0 = 175,82 \text{ m}$$

$$G_{m1} = r + d_0 / 2$$

$$G_{m1} = 0,6 \text{ m}$$

$$G_{m2} = (d_0 + r) + (d_i - d_0) / 3$$

$$G_{m2} = 0,77 \text{ m}$$

$$G_s = b_s / 2$$

$$G_s = 2,45 \text{ m}$$

$$G_t = r + d_i + (t/3)$$

$$G_t = 2,23 \text{ m}$$

$$G_0 = r + d_i + t / 2$$

$$G_0 = 2,9 \text{ m}$$

$$M_{m1} = P_{m1} \cdot G_{m1} \cdot (C_i + d_c)$$

$$M_{m1} = 7,33 \text{ tfm}$$

$$M_{m2} = P_{m2} \cdot G_{m2} \cdot (C_i + d_c)$$

$$M_{m2} = 4,7 \text{ tfm}$$

$$M_s = P_s \cdot G_s \cdot (C_i + d_c)$$

$$M_s = 44,42 \text{ tfm}$$

$$M_t = P_t \cdot G_t$$



$$M_t = 14,72 \text{ tfm}$$

$$M_0 = P_0 \cdot G_0$$

$$M_0 = 509,88 \text{ tfm}$$

$$M_r = M_{m1} + M_{m2} + M_s + M_t + M_0$$

$$M_r = 581,05 \text{ tfm}$$

$$M_a = E I \cdot (y + h_s)$$

$$M_a = 141,6 \text{ tfm}$$

$$M = M_r - M_a$$

$$M = 439,45 \text{ tfm}$$

$$N = P_{m1} + P_{m2} + P_s + P_t + P_0$$

$$N = 192,27 \text{ tf/m}$$

$$u = M/N$$

$$u = 2,29 \text{ m}$$

$$e = b_s/2 - u$$

$$e = 0,16 \text{ m}$$

Verificação da Estabilidade

Verificação contra Escorregamento do conjunto

$$Z_0 = h_s + f$$

$$Z_0 = 0,7 \text{ m}$$

$$\mu = \tan(\varphi)$$

$$\mu = 0,58$$

$$K_0 = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$K_0 = 3^\circ$$

$$E0 = 0,5 * K0 * \gamma_t * Z0^2$$

$$E0 = 1,32 \text{ tf/m}$$

$$T = (El / (Ci + dc)) - E0$$

$$T = 13,23 \text{ tf/m}$$

$$\varepsilon_1 = \mu * ((N / (Ci + dc)) / T_{\text{—}})$$

$$\varepsilon_1 = 2,27$$

Verificação contra escorregamento: OK!

Verificação contra o Tombamento

$$\varepsilon_2 = Mr / Ma$$

$$\varepsilon_2 = 4,1$$

Verificação contra tombamento: OK!

Verificação do suporte de carga do solo

$$Y0 = z0 / 3$$

$$Y0 = 0,23 \text{ m}$$

$$Mep = E0 * (z0 - Y0 - ss) + Ma$$

$$Mep = 141,82 \text{ tfm}$$

$$Mp = Mr - Mep$$

$$Mp = 439,23 \text{ tfm}$$

$$U = Mp / N$$

$$U = 2,28 \text{ m}$$

$$e = bs / 2 - u$$

$$e = 0,16 \text{ m}$$

$$\sigma_m = (N/(d_c + C_i))/b_s$$

$$\sigma_m = 10,61 \text{ tf/m}^2$$

$$e \cdot 6/b_s = 0,2$$

$$\sigma_i = \sigma_m \cdot (1 + e \cdot 6/b_s)$$

$$\sigma_i = 12,68 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_m \cdot (1 - e \cdot 6/b_s)$$

$$\sigma_2 = 8,53 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 2 \cdot N/(3 \cdot u)$$

$$\sigma_{\max} = 15,16 \text{ tf/m}^2$$

Verificação do suporte de carga do solo: OK!

Cálculo da área de aço

Cálculo da armação do Muro (Parte Central)

$$\text{Comprimento} = C_i + d_c$$

$$\text{Comprimento} = 3,7 \text{ m}$$

$$\text{Largura} = h - f$$

$$\text{Largura} = 6,6 \text{ m}$$

$$l_x = 3,7 \text{ m}$$

$$l_y = 6,6 \text{ m}$$

$$\lambda = l_y/l_x$$

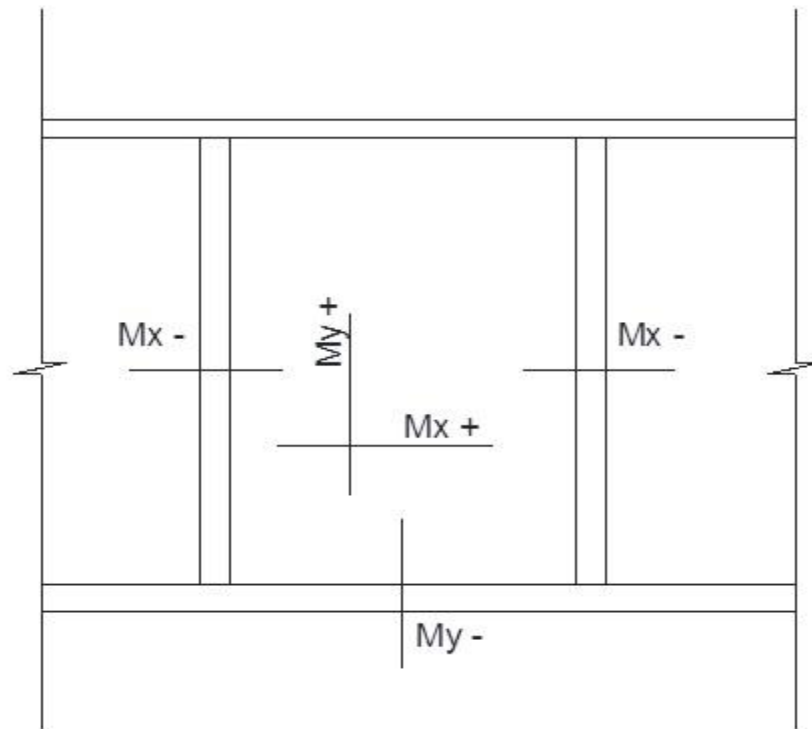
$$\lambda = 1,8$$

$$q_1 = K \cdot h_0 \cdot \gamma_t$$

$$q_1 = 0 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = K \cdot \gamma_t \cdot h_1$$

$$q_{ep} = 4,16 \text{ tf}$$



**Figura 35 - Representação dos momentos atuantes no muro em sua parte central**

Momentos referentes à carga retangular

$$m_{x1} = 12,1$$

$$m_{x1} = 25,3$$

$$m_{y1} = 17,5$$

$$m_{y1} = 84,6$$

$$M_{x1} = q_1 \cdot l_x^2 / m_{x1}$$

$$M_{x1} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{x1} = q_1 \cdot l_x^2 / m_{x1}$$

$$M_{x1} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{y1} = q_1 \cdot l_x^2 / m_{y1}$$

$$M_{y1} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{y1} = q_1 * l_x^2 / m_{y1}$$

$$M_{y1} = 0 \text{ tfm}$$

Momento referente à carga triangular

$$m_{x2} = 20,2$$

$$m_{x2} = 49,5$$

$$m_{y2} = 21,9$$

$$m_{y2} = 104,2$$

$$M_{x2-} = q_2 * l_x^2 / m_{x2-}$$

$$M_{x2-} = 2,82$$

$$M_{x2} = q_2 * l_x^2 / m_{x2}$$

$$M_{x2} = 1,15 \text{ tfm}$$

$$M_{y2-} = q_2 * l_x^2 / m_{y2-}$$

$$M_{y2-} = 2,6 \text{ tfm}$$

$$M_{y2} = q_2 * l_x^2 / m_{y2}$$

$$M_{y2} = 0,55 \text{ tfm}$$

Armação dos momentos compatibilizados

$$M_x (-) = M_{x1-} + M_{x2-}$$

$$M_x (-) = 2,82 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (-) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 394705,74 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,06 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,09$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_x-) = M_{sd} / (K_z * ((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_x-) = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$M_x (+) = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_x (+) = 1,15 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 161071,84 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,02 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,03$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_{x+}) = M_{sd} / (K_z * ((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{x+}) = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$M_y (-) = M_{y1-} + M_{y2-}$$

$$M_y (-) = 2,6 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (-) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 364066,48 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,05 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,08$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,97$$

$$A_s (M_{y-}) = M_{sd} / (K_z * ((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{y-}) = 3,33 \text{ cm}^2$$

$$M_y (+) = M_{y1} + M_{y2}$$

$$M_y (+) = 0,55 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 76516,85 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,01 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,02$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_{y+}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{y+}) = 0,68 \text{ cm}^2$$

Cálculo da armação do Muro (Muro do Canto)

$$q_1 = K * h_0 * \gamma_t$$

$$q_1 = 0 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = K * \gamma_t * h_1$$

$$q_{ep} = 4,16 \text{ tf}$$

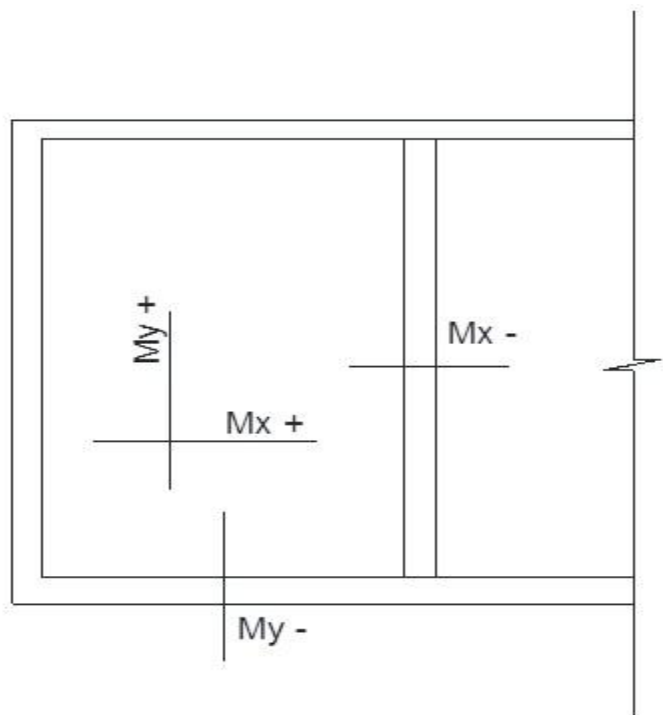


Figura 36 - Representação dos momentos atuantes no muro em sua parte lateral

Momentos referentes à carga retangular

$$m_{x3} = 8,8$$

$$m_{x3} = 19,5$$

$$m_{y3} = 12,2$$

$$m_y3 = 57$$

$$M_{x3} = q_3 \cdot l_x^2 / m_{x3} -$$

$$M_{x3} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{x3} = q_3 \cdot l_x^2 / m_{x3}$$

$$M_{x3} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{y3} = q_3 \cdot l_x^2 / m_{y3} -$$

$$M_{y3} = 0 \text{ tfm}$$

$$M_{y3} = q_3 \cdot l_x^2 / m_{y3}$$

$$M_{y3} = 0 \text{ tfm}$$

Momentos referentes à carga triangular

$$m_{x4} = 15,4$$

$$m_{x4} = 33$$

$$m_{y4} = 16,2$$

$$m_{y4} = 81,3$$

$$M_{x4} = q_4 \cdot l_x^4 / m_{x4} -$$

$$M_{x4} = 3,7$$

$$M_{x4} = q_4 \cdot l_x^4 / m_{x4}$$

$$M_{x4} = 1,73 \text{ tfm}$$

$$M_{y4} = q_4 \cdot l_x^4 / m_{y4} -$$

$$M_{y4} = 3,52 \text{ tfm}$$

$$M_{y4} = q_4 \cdot l_x^4 / m_{y4}$$

$$M_{y4} = 0,7 \text{ tfm}$$

Armação dos momentos compatibilizados

$$M_x (-) = M_{x3} + M_{x3}$$

$$M_x (-) = 3,7 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (-) \cdot \gamma_f \cdot 100000$$

$$M_{sd} = 517730,91 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x \cdot 100 \cdot (((d_0 + d_i) / 2) - 4) \cdot f_{cd})$$



$$K_{md} = 0,07 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,11$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,95$$

$$A_s (M_{x-}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{x-}) = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$M_x (+) = M_{x3} + M_{x4}$$

$$M_x (+) = 1,73 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 241607,76 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,03 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,05$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,98$$

$$A_s (M_{x+}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{x+}) = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$M_y (-) = M_{y3-} + M_{y4-}$$

$$M_y (-) = 3,52 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (-) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 492163,95 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,07 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,11$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,96$$

$$A_s (M_{y-}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{y-}) = 4,55 \text{ cm}^2$$

$$M_y (+) = M_{y3} + M_{y4}$$

$$M_y (+) = 0,7 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 98069,57 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,01 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * R_{AIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,02$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_y+) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_y+) = 0,87 \text{ cm}^2$$

Armação da Sapata

Cálculo do Momento

$$\sigma_1 = \sigma_i$$

$$\sigma_1 = 12,68 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_2$$

$$\sigma_2 = 8,53 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 * (d_i + t) / b_s$$

$$\sigma_3 = 11,39 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_4 = \sigma_1 * t / b_s$$

$$\sigma_4 = 10,35 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p = d_s * \gamma$$

$$\sigma_p = 1 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_t = d_s * \gamma_c + H_{\text{total}} * \gamma_t$$

$$\sigma_t = 13,6 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_I = \sigma_1 - \sigma_p$$

$$\sigma_I = 11,68 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{II} = \sigma_2 - \sigma_t$$

$$\sigma_{II} = 5,07 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{III} = \sigma_3 - \sigma_p$$

$$\sigma_{III} = 10,39 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{IV} = \sigma_4 - \sigma_t$$

$$\sigma_{IV} = 3,25 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_p = (\sigma_I + \sigma_{III}) * r / 2$$

$$Q_p = 5,52 \text{ tf/m}$$

$$z_p = (r/3) * ((2 * \sigma_I + \sigma_{III}) / (\sigma_I + \sigma_{III}))$$

$$z_p = 0,25 \text{ m}$$

$$M_p = z_p * Q_p$$

$$M_p = 1,41 \text{ tfm}$$

Cálculo da armação do Talão da Sapata (Parte Enterrada)

$$\text{Comprimento} = C_i + d_c$$

$$\text{Comprimento} = 3,7 \text{ m}$$

$$\text{Largura} = t - d_i$$

$$\text{Largura} = 4,2 \text{ m}$$

$$l_x = 3,7 \text{ m}$$

$$l_y = 4,2 \text{ m}$$

$$\lambda = l_y / l_x$$

$$\lambda = 1,15$$

$$q_1 = \sigma_{IV}$$

$$q_1 = 3,25 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = \sigma_{II} - \sigma_{IV}$$

$$q_{ep} = 1,83 \text{ tf}$$

Momentos referentes à carga retangular

$$m_{x5} = 15,3$$

$$m_{x5} = 40,5$$

$$m_{y5} = 17,9$$

$$m_{y5} = 57,5$$

$$M_{x5} = q_5 \cdot l_x^2 / m_{x5}$$

$$M_{x5} = 2,91 \text{ tfm}$$

$$M_{x5} = q_5 \cdot l_x^2 / m_{x5}$$

$$M_{x5} = 1,1 \text{ tfm}$$

$$M_{y5} = q_5 \cdot l_x^2 / m_{y5}$$

$$M_{y5} = 2,48 \text{ tfm}$$

$$M_{y5} = q_5 \cdot l_x^2 / m_{y5}$$

$$M_{y5} = 0,77 \text{ tfm}$$

Momentos referentes a carga triangular

$$m_{x6} = 31,1$$

$$m_{x6} = 81,3$$

$$m_{y6} = 26,9$$

$$m_{y6} = 104,2$$

$$M_{x6} = q_6 \cdot l_x^2 / m_{x6}$$

$$M_{x6} = 0,8$$

$$M_{x6} = q_6 \cdot l_x^2 / m_{x6}$$

$$M_{x6} = 0,31 \text{ tfm}$$

$$M_{y6} = q_6 \cdot l_x^2 / m_{y6}$$

$$M_{y6} = 0,93 \text{ tfm}$$

$$M_{y6} = q_6 \cdot l_x^2 / m_{y6}$$

$$M_{y6} = 0,24 \text{ tfm}$$

Armação dos momentos compatibilizados

$$M_x (-) = M_{x5} + M_{x6}$$

$$M_x (-) = 3,71 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (-) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 519235,08 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,04 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,06$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,98$$

$$A_s (M_{x-}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{x-}) = 3,4 \text{ cm}^2$$

$$M_x (+) = M_{x5} + M_{x6}$$

$$M_x (+) = 1,4 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_x (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 196690,67 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,01 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,02$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_{x+}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{x+}) = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$M_y (-) = M_{y5-} + M_{y6-}$$

$$M_y (-) = 3,41 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (-) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 477729,93 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,04 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,05$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,98$$

$$A_s (M_{y-}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{y-}) = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$M_y (+) = M_{y5} + M_{y6}$$

$$M_y (+) = 1,01 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_y (+) * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 141805,08 \text{ Kgf.cm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (l_x * 100 * (((d_0 + d_i) / 2) - 4) * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,01 \text{ tf/m}$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,02$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 0,99$$

$$A_s (M_{y+}) = M_{sd} / (K_z * (d_0 + d_i) / 2 - 4) * f_{yd}$$

$$A_s (M_{y+}) = 0,91 \text{ cm}^2$$

Cálculo da armação da Ponta da Sapata (Parte Livre)

$$M_k = M_p$$

$$M_k = 1,41 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_k * \gamma_f * 100000$$

$$M_{sd} = 196899,77 \text{ Kgfm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (\text{Comprimento} * 100 * ((100 * f) - 4)^2 * f_{cd})$$

$$K_{md} = 0$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,01$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x$$

$$K_z = 1$$

$$A_s = M_{sd} / (K_z * (t * 100 - 4) * f_{yd})$$

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

Cálculo da armação do Contra

$$\text{Comprimento} = C_i + d_c$$

$$\text{Comprimento} = 3,7 \text{ m}$$

$$\text{Largura} = h - f$$

$$\text{Largura} = 6,6 \text{ m}$$

$$q_1 = K \cdot h_0 \cdot \gamma_t$$

$$q_1 = 0 \text{ tf}$$

$$q_{ep} = K \cdot \gamma_t \cdot h_1$$

$$q_{ep} = 4,16 \text{ tf}$$

Armação de 7 m até 3,3 m

$$q_{1\_CP} = q_1 \cdot \text{Largura}$$

$$q_{1\_CP} = 0 \text{ tf}$$

$$q_{ep\_CP} = q_{ep} \cdot \text{Largura} / 2$$

$$q_{ep\_CP} = 7,7 \text{ tf}$$

$$M_k = (q_{ep\_CP} \cdot (\text{Largura} / 2)^2) / 2 + (q_{1\_CP} \cdot (\text{Largura} / 2) \cdot (\text{Largura} / 2)) / 2$$

$$M_k = 13,97 \text{ tfm}$$

$$M_{sd} = M_k \cdot \gamma_f \cdot 100000$$

$$M_{sd} = 1955553,6 \text{ Kgfm}$$

$$K_{md} = M_{sd} / (d_c \cdot 100 \cdot ((t / 2) \cdot 100 - 4)^2 \cdot f_{cd})$$

$$K_{md} = 0,09$$

$$K_x = 1,25 - 1,917 \cdot \text{RAIZ}(0,425 - K_{md})$$

$$K_x = 0,14$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot K_x$$

$$K_z = 0,94$$

$$A_{s1} = M_{sd} / (K_z \cdot ((100 \cdot t / 2) - 4) \cdot f_{yd})$$

$$A_{s1} = 2,43 \text{ cm}^2$$

Armação de 3,3 m até 0,00 m

$$q1\_CP2 = q1 * Largura$$

$$q1\_CP2 = 0 \text{ tf}$$

$$qep\_CP2 = qep * Largura$$

$$qep\_CP2 = 15,39 \text{ tf}$$

$$Mk = (qep\_CP2 * (Largura)^2) / 6 + (q1\_CP2 * (Largura)^2) / 2$$

$$Mk = 111,75 \text{ tfm}$$

$$Msd = Mk * \gamma_f * 100000$$

$$Msd = 15644428,8 \text{ Kgfm}$$

$$Kmd = Msd / (dc * 100 * (t * 100 - 4)^2 * fcd)$$

$$Kmd = 0,18$$

$$Kx = 1,25 - 1,917 * \text{RAIZ}(0,425 - Kmd)$$

$$Kx = 0,3$$

$$Kz = 1 - 0,4 * Kx$$

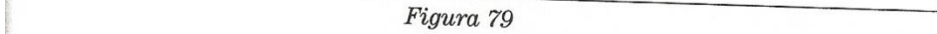
$$Kz = 0,88$$

$$As2 = Msd / (Kz * ((100 * t) - 4) * fyd)$$

$$As2 = 10,31 \text{ cm}^2$$



\_\_\_\_\_



Seja o muro de armaria

2) Bei der ...

8

$$8\%H = \frac{8}{100} \times 600 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{adotaremos 40 cm}$$

$$70\%H = \frac{70}{100} \times 700 = 490 \text{ cm}$$

$$50\%H = \frac{50}{100} \times 600 = 300 \text{ cm}$$

b) Solo

$$\phi = 30^\circ \rightarrow Ka = 0,333$$

$$\gamma = 1,8 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_s = 2 \text{ kgf/cm}^2 = 2 \times 10^{-2} \text{ kN/m}^2$$

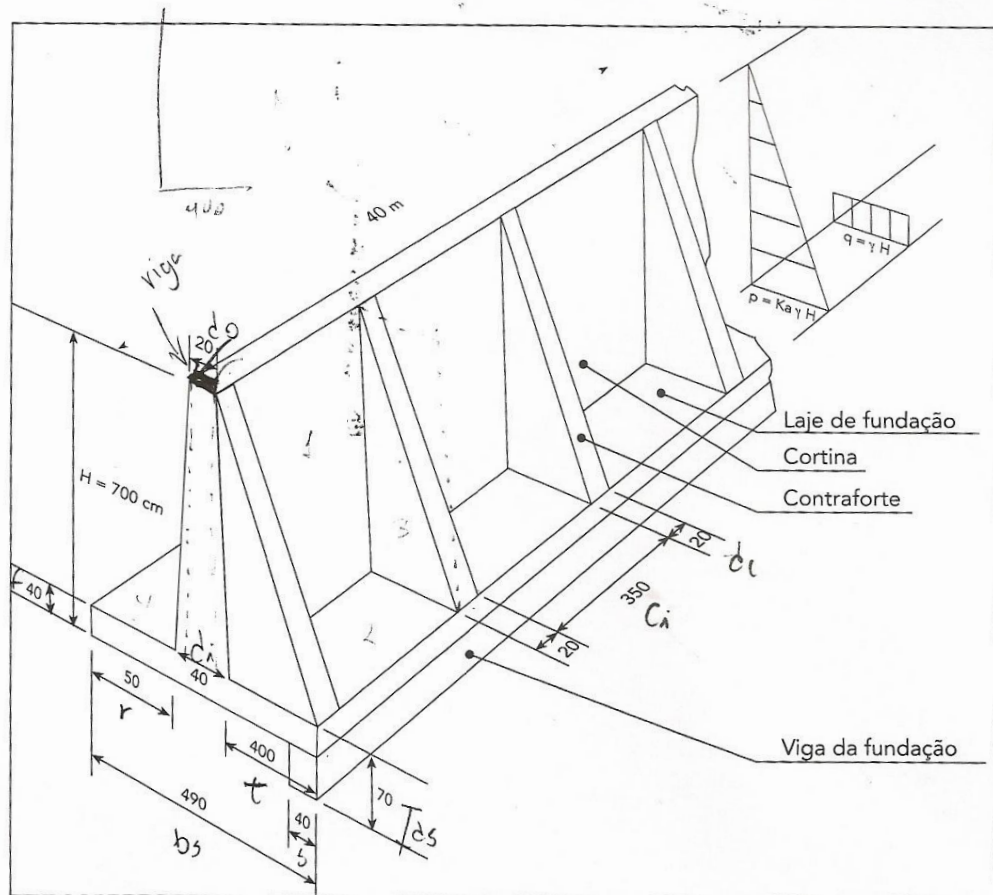


Figura 80

## 1) Verificação da estabilidade e deslizamento-escorregamento

## a) Cargas verticais

concreto

$$\text{fundação} = 0,4 \times 4,9 \times 25 = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{cortina} = \frac{0,4 + 0,2}{2} \times 6,6 \times 25 = 49,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{contraforte} = \frac{4 \times 6,6}{2} \times 0,2 \times 25 = 66 \text{ kN/contraforte}$$

$$p_c = (49 + 49,5) \times 3,7 + 66 = 430,45 \text{ kN}$$

solo

$$P_s = 4 \times 6,6 \times 18 \times 3,7 = 1.758,24 \text{ kN}$$

b) Cargas horizontais: empuxos

$$Ei = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Ka \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 18 \times 0,33 \times 7^2 = 145,53 \text{ kN/m}$$

$$Et = \ell \cdot Ei = 3,7 \times 145,53 = 538,46 \text{ kN} \quad (\text{entre eixos de contraforte})$$

c) Verificação a deslizamento

$$\phi = 30^\circ \rightarrow f = 0,67 \cdot \operatorname{tg} \phi = 0,386$$

$$(Pc + Ps) \cdot f \geq 1,5 \cdot Et$$

$$(Pc + Ps) \cdot f = \underbrace{(430,45 + 1,758,24)}_{2.188,69} \times 0,386 = 844 \text{ kN}$$

$$1,5Et = 1,5 \times 538,46 = 807,69 \text{ kN}$$

$$f_{\text{real}} = \frac{807,69}{2.188,69} = 0,369 \quad (\text{O.K.}) < 0,67 \operatorname{tg} \phi$$

Verificação a tombamento

a) Cargas verticais: (resistente)

concreto

$$\text{fundação} = M_1 = 49 \times 3,7 \times \frac{\overbrace{4,9}^{\text{braço}}}{2} = 444,18 \text{ kNm}$$

$$\text{cortina} = 0,2 \times 6,6 \times 25 \times 3,7 \times \left( \frac{\overbrace{0,5 + 0,1}^{\text{braço}}}{0,6} \right) = 73,26 \text{ kNm}$$

$$\text{cortina} = \frac{0,2 \times 6,6}{2} \times 25 \times 3,7 \times \left( \frac{\overbrace{0,7 + \frac{0,2}{3}}^{\text{braço}}}{0,766 \text{ m}} \right) = 46,80 \text{ kNm}$$

$$\text{contraforte} = 66 \times \left( \frac{\overbrace{0,5 + 0,4 + \frac{4}{3}}^{\text{braço}}}{2,23 \text{ m}} \right) = 147,40 \text{ kNm}$$

$$= 711,64 \text{ kNm}$$

solo

$$Mr = 1,758,24 \times \left( 0,9 + \frac{\overset{\text{braço}}{4,4}}{2} \right) = 5.450,44 \text{ kNm}$$

b) Cargas horizontais: empuxo

$$Ma = 538,46 \times \frac{7}{3} = 1.256,41 \text{ kNm}$$

c) Verificação a tombamento

$$Mr > 1,5 \cdot Ma$$

$$Mr = 711,64 + 5.450,44 = 6.162,08 \text{ kNm} \quad (\text{O.K.}) \quad Mr > 1,5 \cdot Ma$$

$$1,5 \cdot Ma = 1,5 \times 1.256,41 = 1.884,61 \text{ kNm}$$

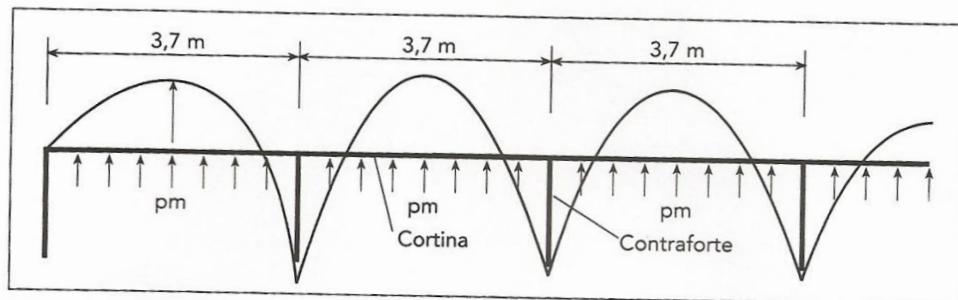
3) Cálculo das cortinas: ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )

Figura 81

a) Empuxos:  $p = Ka \cdot \gamma \cdot H = 0,333 \times 18 \cdot H = 6 \cdot H$ 

$$H = 6,6 \text{ m} \rightarrow p = 39,6 \text{ kN/m}^2 \quad e = 40 \text{ cm}$$

$$H = 5,6 \text{ m} \rightarrow p = 33,6 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 + 20 \times \frac{5,6}{6,6} = 36,97 \text{ cm}$$

$$H = 4,6 \text{ m} \rightarrow p = 27,6 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 + 20 \times \frac{4,6}{6,6} = 33,94 \text{ cm}$$

$$H = 3,6 \text{ m} \rightarrow p = 21,6 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 + 20 \times \frac{3,6}{6,6} = 30,91 \text{ cm}$$

$$H = 2,6 \text{ m} \rightarrow p = 15,6 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 + 20 \times \frac{4,0}{6,6} = 27,88 \text{ cm}$$

$$H = 1,6 \text{ m} \rightarrow p = 9,60 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 + 20 \times \frac{1,6}{6,6} = 24,84 \text{ cm}$$

$$H = 0,0 \text{ m} \rightarrow p = 0 \text{ kN/m}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

b) Seção entre ( $H = 6,6 \text{ m}$  e  $H = 5,6 \text{ m}$ )

$$pm = \frac{39,6 + 33,6}{2} = 36,6 \text{ kN/m}^2$$

$$em = \frac{30 + 36,97}{2} = 38,5 \text{ cm}$$

$$d = 38,5 - 4 = 34,5 \text{ cm}$$

$$M = \frac{pm \cdot \ell^2}{12} = \frac{36,6 \times 3,7^2}{12} = 41,75 \text{ kNm/m}$$

$$X = \frac{pm \cdot \ell^2}{10} = \frac{36,6 \times 3,7^2}{10} = -50,10 \text{ kNm/m}$$

$$V = \frac{5}{8} \cdot pm \cdot \ell = \frac{5}{8} \times 36,6 \times 3,7 = 84,64 \text{ kN/m}$$

Armação e flexão ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )

$$K6 = 10^5 \times \frac{b \cdot d^2}{M} \quad AS = \frac{k3}{10} \cdot \frac{M}{d}$$

$$M = 41,75 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,345^2}{41,75} = 285$$

$$k3 = 0,329 \quad AS = \frac{0,329}{10} \times \frac{41,75}{0,345} = 3,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$X = -50,10 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,345^2}{50,10} = 237$$

$$k3 = 0,329 \quad AS = \frac{0,329}{10} \times \frac{50,10}{0,345} = 4,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$AS_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 38,5 \times 100 = 5,77 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 10 \text{ c/12,5}$$

Armação a cortante: ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )  $\rightarrow \tau_{rd} = 320 \text{ kPa}$

$$V = 84,64 \text{ kN/m} \quad Vd = 1,4 \times 84,64 = 118,5 \text{ kN}$$

$$\tau_{rd} = 320 \text{ KPa} \quad k = 1,6 - 0,345 = 1,255 \quad \rho = \frac{6,25}{100 \times 34,5} = 0,00181$$

$$VRd_2 = [320 \times 1,255 \times (1,2 + 40 \times 0,00181)] \times 1 \times 0,345 = 176 \text{ kN} > Vd$$

Não é preciso armar a cisalhamento.

c) Seção entre ( $H = 4,6 \text{ m}$  e  $H = 3,6 \text{ m}$ )

$$pm = \frac{27,6 + 21,6}{2} = 24,6 \text{ kN/m}^2$$

$$em = \frac{33,94 + 30,91}{2} = 32,42 \text{ cm}$$

$$d = 32,42 - 4 = 28,42 \text{ cm}$$

$$M = \frac{pm \cdot \ell^2}{12} = \frac{24,6 \times 3,7^2}{12} = 28,06 \text{ kNm/m}$$

$$X = \frac{pm \cdot \ell^2}{10} = \frac{24,6 \times 3,7^2}{10} = -33,67 \text{ kNm/m}$$

$$V = \frac{5}{8} \cdot pm \cdot \ell = \frac{5}{8} \times 24,6 \times 3,7 = 56,89 \text{ kN/m}$$

Armação flexão: ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )

$$K6 = 10^5 \times \frac{b \cdot d^2}{M} \quad AS = \frac{k3}{10} \cdot \frac{M}{d}$$

$$M = 28,06 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,2842^2}{28,06} = 287$$

$$k3 = 0,329 \quad AS = \frac{0,329}{10} \times \frac{28,06}{0,2842} = 3,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$X = -33,67 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,2842^2}{33,67} = 239$$

$$k3 = 0,329 \quad AS = \frac{0,329}{10} \times \frac{33,67}{0,2842} = 3,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$AS_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 32,42 \times 100 = 4,86 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 10 \text{ c/15}$$



Armação a cortante: ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ )

$$V = 56,89 \text{ kN/m} \quad Vd = 1,4 \times 56,89 = 79,65 \text{ kN}$$

$$\tau_{rd} = 320 \text{ KPa} \quad k = 1,6 - 0,2842 = 1,3158 \quad \rho = \frac{5,33}{100 \times 28,42} = 0,001875$$

$$VRd_2 = [320 \times 1,3158 \times (1,2 + 40 \times 0,001875)] \times 1 \times 0,2842 = 152,5 \text{ kN} > Vd$$

Não é preciso armar a cisalhamento.

Cálculo do contraforte: ( $20 \times$  variável)

$$q = 1,13 \cdot p_1 \cdot \ell = 1,13 \times 39,56 \times 3,7 = 165,4 \text{ kN/m}$$

$$p_1 = Ka \cdot \gamma \cdot H = 0,333 \times 18 \times 6,6 = 39,56 \text{ kN/m}^2$$

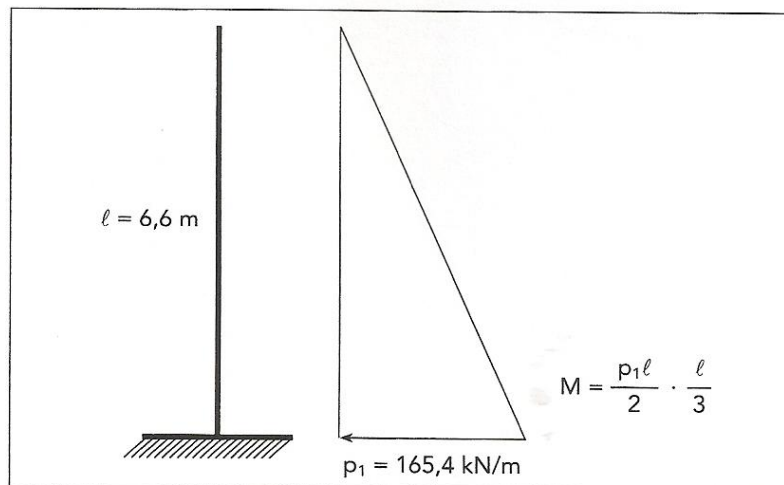


Figura 82

$$M = \frac{6,6 \times 165,4}{2} \times \frac{6,6}{3} = 1.200,8 \text{ kNm} \quad (20 \times 440)$$

$$d = 440 - 5 = 435 \text{ cm}$$

$$M = 1.200,8 \text{ kNm} \quad K6 = \frac{10^5 \times 0,2 \times 4,35^2}{1.200,8} = 315 \quad k3 = 0,327$$

$$AS = \frac{0,327}{10} \times \frac{1.220,8}{4,35} = 9,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$AS_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 440 = 13,2 \text{ cm}^2 \quad 7\phi 16 \text{ mm}$$

Cisalhamento (ver anexo):

$$V = 165,4 \times \frac{6,6}{2} = 545,82 \text{ kN} \quad Vd = 1,4 \times 545,82 = 764,15 \text{ kN}$$

$$VRd_2 = 4.339 \times 0,2 \times 4,35 = 3.774,9 \text{ kN}$$

$$Vco = 767 \times 0,2 \times 4,35 = 667,39 \text{ kN}$$

$$Vsw = 764,15 - 667,29 = 96,86 \text{ kN}$$

$$\frac{ASw}{S} = \frac{96,86}{0,9 \times 4,35 \times 43,5} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{adotaremos } \phi 10 \text{ c/25 (2 ramos)}$$

$$\left( \frac{ASw}{S} \right)_{\min} = 0,10 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura de pele

$$AS_{\text{pele}} = \frac{0,10}{100} \times 20 \times 4,35 = 8,70 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$AS_{\text{pele}} = \frac{8,7}{4,35} = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 8 \text{ c/20}$$

##### 5) Cálculo das tensões no solo

$$\sigma = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{w}$$

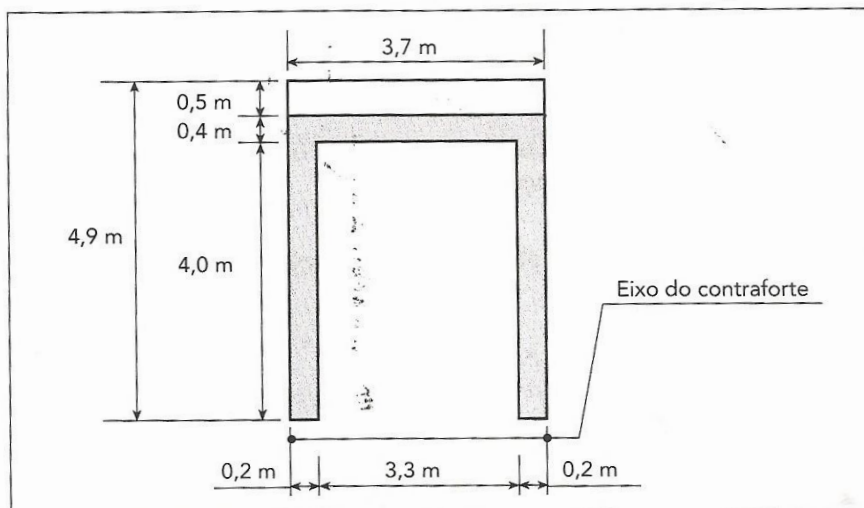
$P =$  carga vertical total  
 $S =$  área  
 $M =$  momento atuante  
 $w = \frac{b \cdot d^2}{6}$  (modelo de resistência)

$$P = 2.188,69 \text{ kN}$$

$$S = 4,9 \times 3,7 = 18,13 \text{ m}^2$$

$$w = \frac{3,7 \times 4,9^2}{6} = 14,80 \text{ m}^3$$





$$M_G = 1.256,41 + 33 \times (2,45 - 0,6) + 61,05 \times (2,45 - 0,766) + 66 \times (2,45 - 2,23) + 1.758,24 \times (2,45 - 3,1)$$

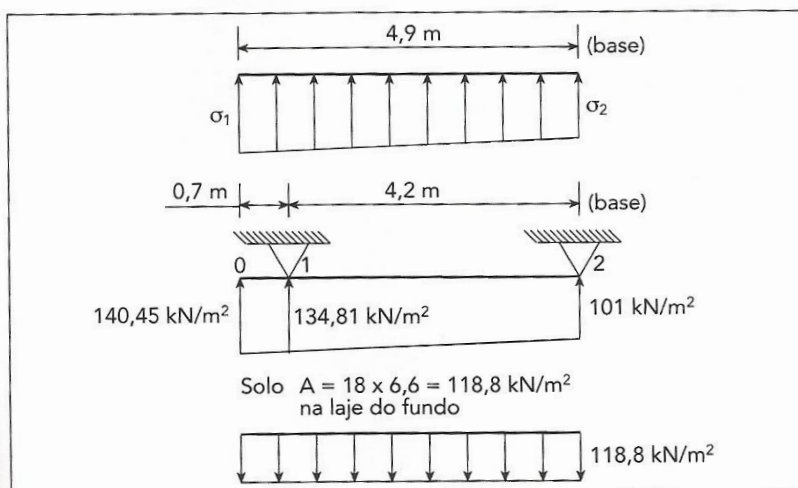
$$M_G = 1.434,78 - 1.142,85 = 291,93 \text{ kNm}$$

$$\left( \sigma = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{W} \right) \quad \sigma = \frac{2.188,69}{18,13} \pm \frac{291,93}{14,8} = 120,72 \pm 19,72$$

$$\sigma_1 = 120,72 + 19,72 = 140,45 \text{ kN/m}^2 = 1,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 120,72 - 19,72 = 101 \text{ kN/m}^2 = 1,01 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_1 < 2 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{O.K.})$$



6) Cálculo da fundação:  $\ell = 40 \text{ cm}$ ;  $d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$

$$\sigma_3 = 101 + \frac{(140,45 - 101) \times 4,2}{4,9} = 134,81 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo do momento no balanço (0 e 1)

$$M_1 = 134,81 \times \frac{0,7^2}{2} + (140,45 - 134,81) \times \frac{0,7^2}{3} = 33,95 \text{ kNm}$$

ou aproximadamente

$$M_1 = \frac{134,81 + 140,45}{2} \times \frac{0,7^2}{2} = 33,72 \text{ kNm/m}$$

Cálculo do momento entre (1 e 2)

Cálculo na direção dos contrafortes

$$M = (134,81 - 118,8) \times \frac{3,7^2}{12} = 18,26 \text{ kNm/m}$$

$$M = \frac{p\ell^2}{12}$$

$$M = \frac{p\ell^2}{10} = -(134,81 - 118,8) \times \frac{3,7^2}{10} = -21,92 \text{ kNm/m}$$

Cálculo da armadura

$$M_1 = 33,72 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,35^2}{33,72} = 363,28 \quad k3 = 0,327$$

$$AS = \frac{0,327}{10} \times \frac{33,72}{0,35} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m} \quad AS_{\text{mín}} = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M = 18,26 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,35^2}{18,26} = 670 \quad k3 = 0,325$$

$$AS = \frac{0,325}{10} \times \frac{18,26}{0,35} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$X = 21,92 \text{ kNm/m} \quad K6 = \frac{10^5 \times 1 \times 0,35^2}{21,92} = 558 \quad k3 = 0,326$$

$$AS = \frac{0,326}{10} \times \frac{21,92}{0,35} = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} \quad AS_{\text{mín}} = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 10 \text{ c}/12,5$$

Cortante:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$V = \frac{140,45 + 134,81}{2} \times 0,7 = 96,34 \text{ kN/m} \quad Vd = 1,4 \times 96,34 = 135 \text{ kN}$$

$$\tau_{rd} = 0,32 \text{ MPa} = 320 \text{ KPa} \quad k = 1,6 - d = 1,6 - 0,35 = 1,25 \text{ m}$$

$$\rho_1 = \frac{6,25}{100 \times 35} = 0,00178$$

$$VRd_1 = [320 \times 1,25(1,2 + 40 \times 0,00178)] \times 1 \times 0,35 = 178 \text{ kN} > Vd \quad (\text{O.K.})$$

Não é preciso armar a cisalhamento.

#### 7) Cálculo da viga da fundação

Flexão

$$AS_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 40 \times 70 = 4,2 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 16 \text{ mm}$$

Pele

$$AS_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 40 \times 70 = 2,8 \text{ cm}^2 \quad 6\phi 8 \text{ mm}$$

Cortante

$$AS_{\min} = 0,1 \times 40 = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 10 \text{ c/20}$$

## 8) Detalhes da armação

## a) Armação da laje de fundação

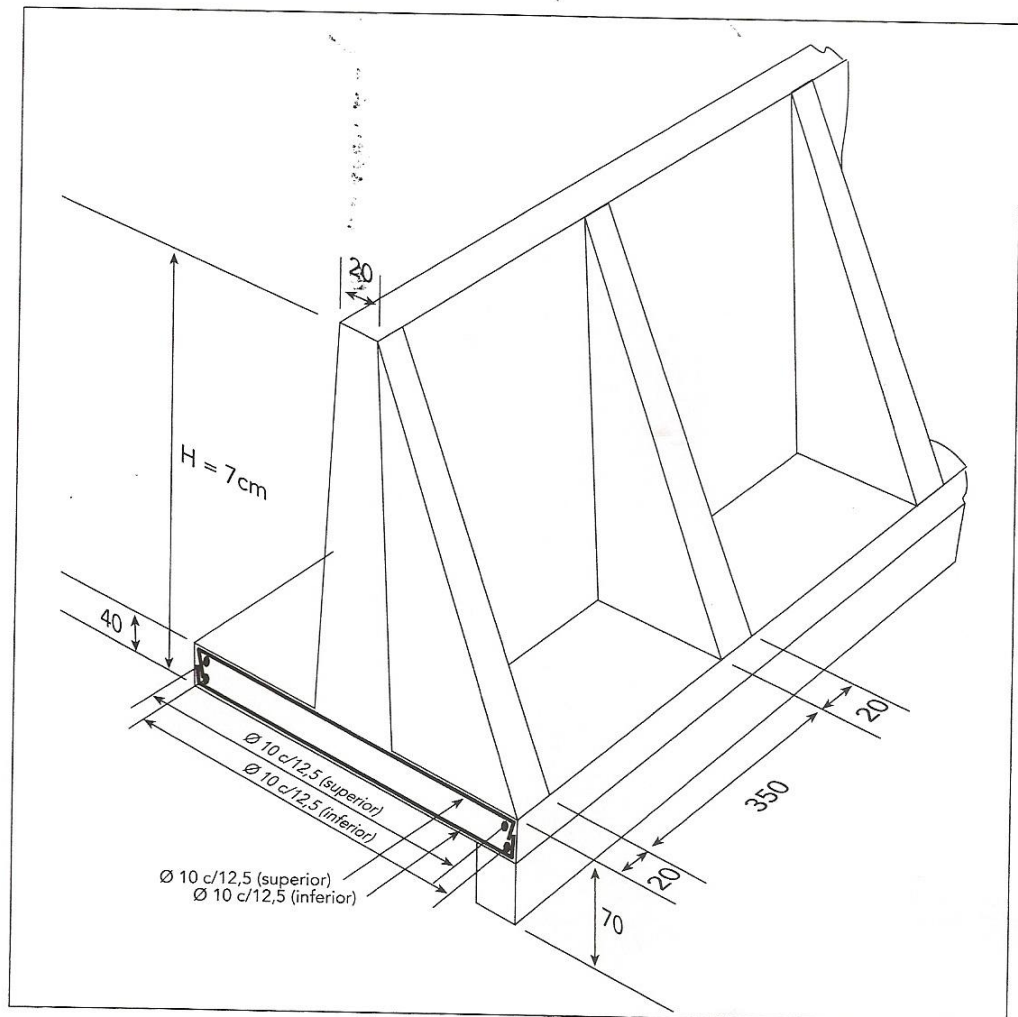


Figura 83

## b) Armação do contraforte

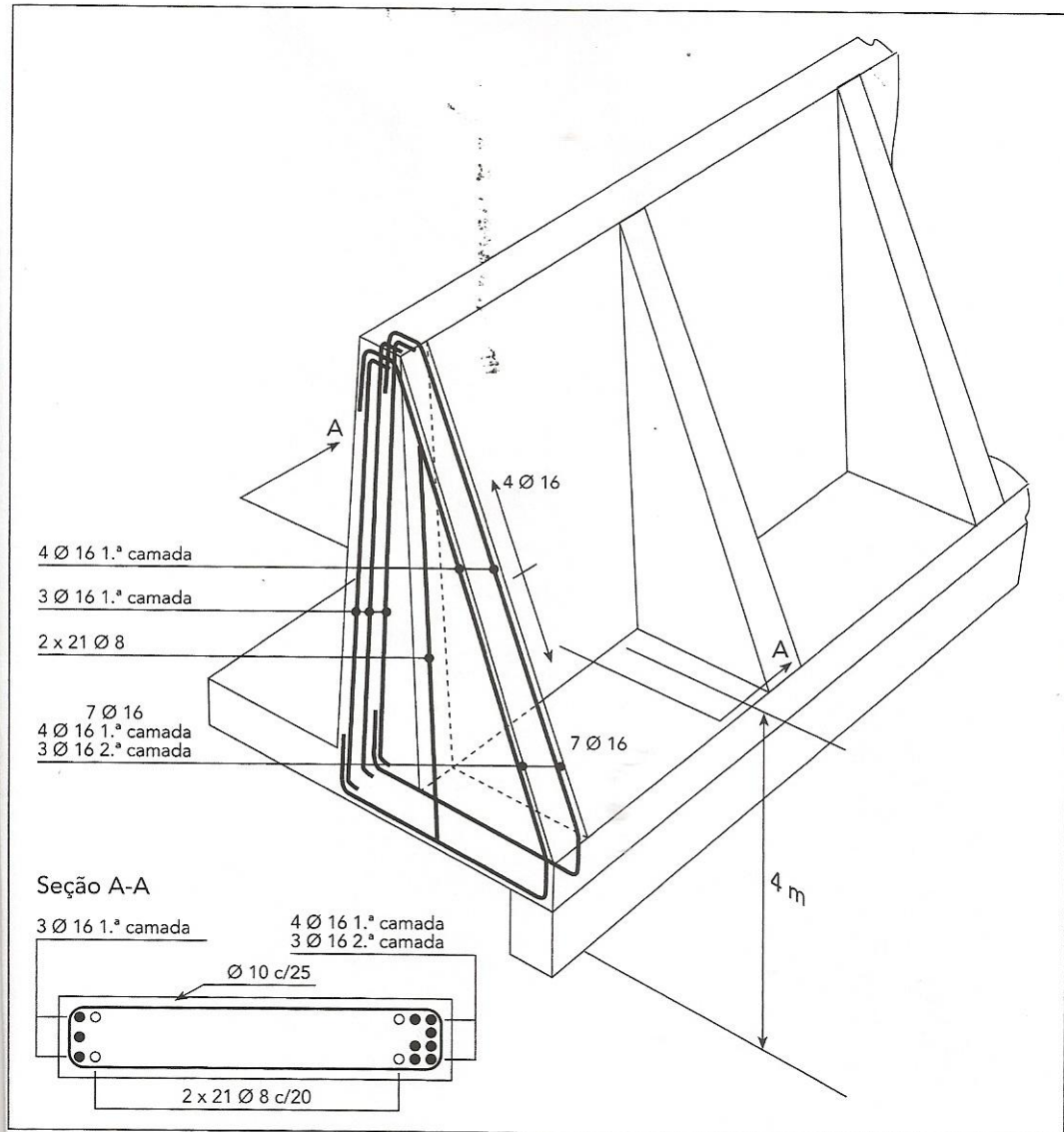


Figura 84

## c) Armação da cortina

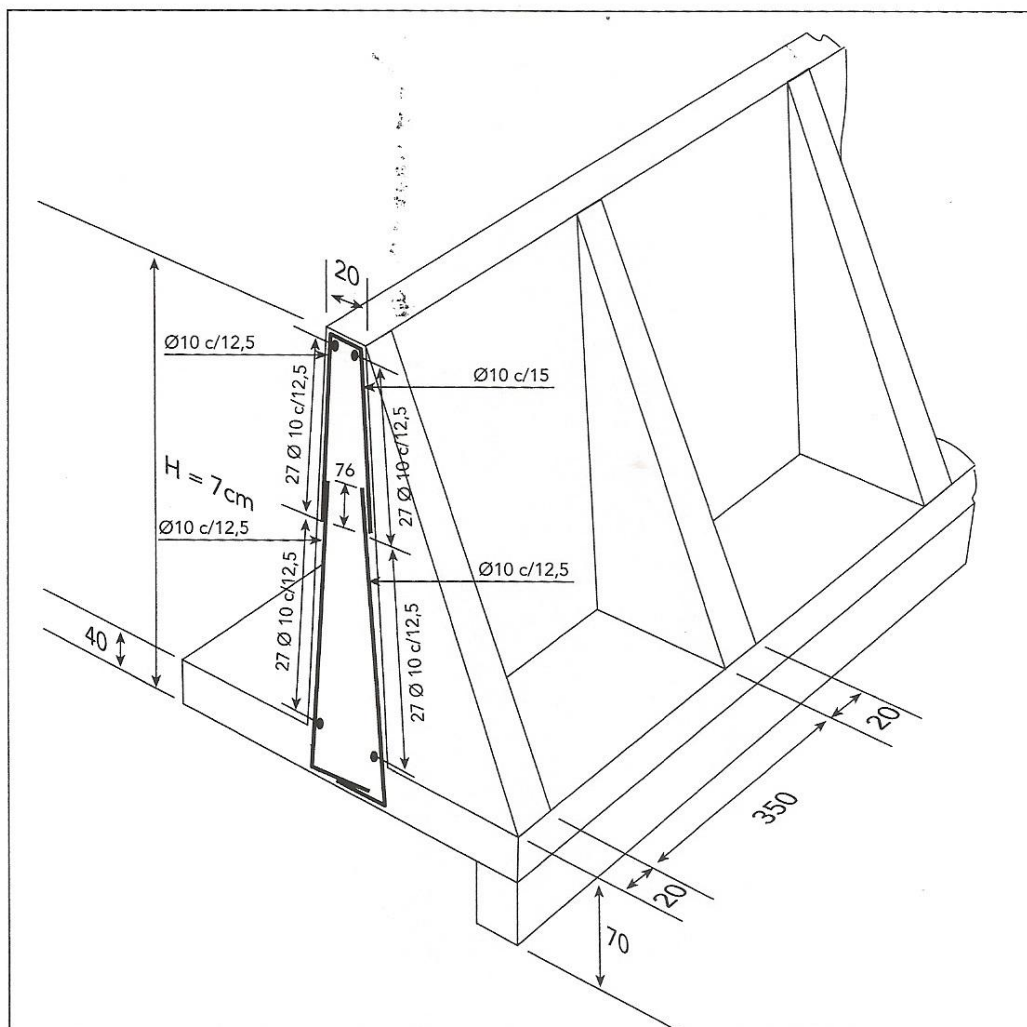


Figura 85

### 9.2.3. Comparativo dos resultados entre os itens 7.2.1 e 7.2.2

Comparando os resultados obtidos por meio da utilização do software e o exemplo proposto por Marchetti (2007) podemos correlacionar parâmetros como Empuxo e verificações de estabilidade. Entretanto para o dimensionamento da armação as considerações das peças foram divergentes entre os exemplos.

**Tabela 3 - Comparativo dos resultados do perfil com contraforte**

<b>Local</b>	<b>Software</b>	<b>Marchetti (2007)</b>
Armação do Contraforte de 7,00 m até 3,30 m	2,43 cm <sup>2</sup>	-
Armação do Contraforte de 3,30 m até 0,00 m	10,31 cm <sup>2</sup>	9,02 cm <sup>2</sup>
Empuxo	14,55 t/m	14,55 t/m
Verificação da Estabilidade	OK	OK

Os modelos de cálculo considerados no software para cada elemento estrutural do muro de arrimo em perfil com contraforte são diferentes dos adotados por Marchetti (2007). Um exemplo da diferença entre as armações é a parede do muro foi considerada uma viga contínua, o que muito se diferencia da consideração do muro como uma laje engastada/apoiada conforme apresentado no item 6.2. No entanto, ao compararmos os resultados obtidos pelas verificações de estabilidade e ações atuantes no muro muito se assemelham.

## 10. Conclusão

Com a resolução de exemplos comparativos com bibliografias já consagradas, que puderam ser observados no último capítulo deste trabalho, o “software” desenvolvido a partir da problemática do tempo para elaboração de projetos de muros de arrimo de concreto armado demonstrou-se satisfatório com os resultados obtidos.

Pretende-se auxiliar o dimensionamento de contenções dando apoio teórico e por meio de “software” aos profissionais da área e alunos de graduação de Engenharia Civil na elaboração de projetos de muros de arrimo em concreto armado.

## 11. Sugestão Futura

Sugere-se para futuros estudos a complementação do programa para um desenvolvimento pontual de saída de dados por meio de detalhamento da armação, podendo ser integrado com outros “softwares” já muito utilizados no mercado, como AutoCad.

## 12. Bibliografia

- BESSA, M. A. S. (2010). *Estruturas de concreto armado II*. Nota de Aula. Faculdade de Engenharia, Centro Universitário de Brasília, UniCeub. Brasília/DF.
- CLÍMACO, J. C. T. de S. (2008). *Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação*. 2. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec.
- CUNHA, A. J. P. da & SOUZA, V. C. M. de. (1998). *Lajes em concreto armado e protendido*. 2. ed. Niterói/RJ: EDUFF. 580 p.
- DAS, B. M. (2006). *Fundamentos de engenharia Geotécnica*. Sacramento: Cengage Learning Edições Ltda.
- DOMINGUES, P. C. (1997). *Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, USP, São Carlos, SP.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2010). *Estruturas de contenção muros de arrimo*. Nota de aula. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/ RJ.
- GUERRIN, R. C., & LAVAUR, R. C. (2003). *Tratado de concreto armado: Muros de arrimo, muros de contenção*. Hemus.v. 6.
- LOBO A.S.; FERREIRA C.V.; RENOFIO A. (2003); *Muros de arrimo em solos colapsíveis provenientes do arenito Bauru: problemas executivos e influência em edificações vizinhas em áreas urbanas*. Maringá: UNESP/Departamento de Engenharia Civil. P 169-177 Trabalho de Conclusão de Curso
- HALVORSON, M. (2011). *Microsoft Visual Basic 2010: passo a passo*. Porto Alegre: Bookman. 572 p.
- MARCHETTI, O. (2007). *Muros de arrimo*. São Paulo: Edgard Blucher Ltda.
- MOLITERNO, A. (1994). *Caderno de Muros de arrimo*. São Paulo: Edgard Blugher Ltda.
- PINTO, S. R. B. (2009). *VBA 2007 na prática*. São Paulo: Digerati Books. 128 p.
- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1978). *Fundações, estruturas de arrimo e outras obras de terra: a arte de projetar e construir e suas bases na mecânica dos solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil.
- WALKENBACH, J. (2013). *Programando Excel VBA para leigos*. 1. ed. Rio de Janeiro: Alta Books. 408 p.



## Anexo A

ANEXO 3

500

$\ell_y / \ell_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_x^- = -$	14,3	13,3	12,7	12,0	11,5	11,1	10,7	10,3	10,0	9,8	9,6
$m_x =$	42,7	38,0	35,1	32,2	30,0	28,0	26,5	25,2	24,1	23,1	22,2
$m_y^- = -$	14,3	13,8	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,7	12,6	12,5	12,4
$m_y =$	40,2	41,0	42,0	42,9	44,0	45,6	47,6	49,6	51,0	52,1	53,0
$v_{y1} =$	1,96	1,89	1,83	1,78	1,75	1,72	1,69	1,67	1,65	1,64	1,64
$v_{y2} =$	2,76	2,69	2,64	2,58	2,55	2,53	2,51	2,49	2,47	2,46	2,46
$v_{x1} =$	1,96	1,93	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,84	1,83	1,83
$v_{x2} =$	2,76	2,69	2,65	2,61	2,59	2,56	2,54	2,52	2,51	2,50	2,49
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0252	0,0281	0,0302	0,0329	0,0348	0,0369	0,0389	0,0408	0,0426	0,0443	0,0459

$\ell_y / \ell_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_x^- = -$	9,6	9,4	9,2	9,1	8,9	8,8	8,7	8,6	8,5	8,4	8,4
$m_x =$	22,2	21,6	21,0	20,4	19,9	19,5	19,1	18,7	18,4	18,1	17,9
$m_y^- = -$	12,4	12,3	12,3	12,2	12,2	12,2	12,2	12,2	12,2	12,2	12,2
$m_y =$	53,0	54,1	54,8	55,6	56,3	57,0	57,7	58,3	59,0	59,6	60,2
$v_{y1} =$	1,64	1,63	1,63	1,62	1,62	1,61	1,60	1,60	1,59	1,59	1,58
$v_{y2} =$	2,46	2,46	2,46	2,47	2,47	2,47	2,48	2,48	2,48	2,49	2,49
$v_{x1} =$	1,83	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82
$v_{x2} =$	2,49	2,49	2,49	2,49	2,48	2,48	2,48	2,48	2,47	2,47	2,47
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0459	0,0472	0,0484	0,0496	0,0508	0,0519	0,0529	0,0538	0,0547	0,0554	0,0562

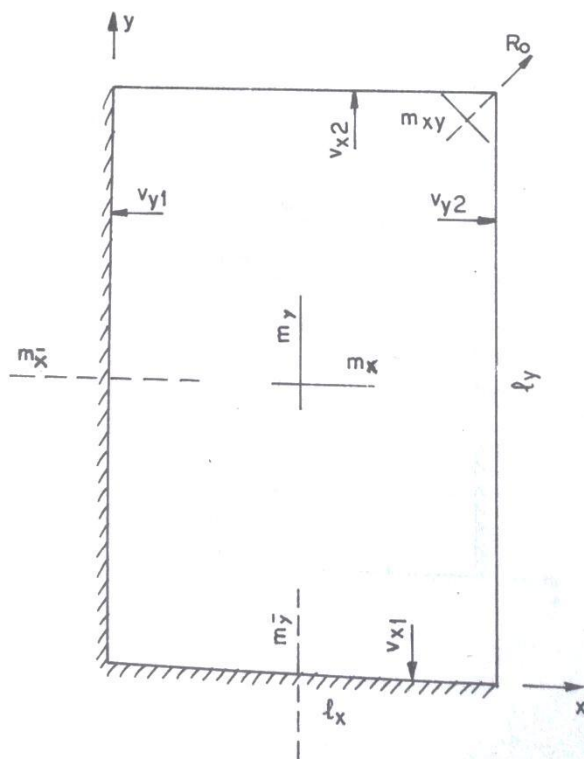


Figura 37 – Tabela 1 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)

$\ell_y / \ell_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_x^- = -$	18,3	16,6	15,4	14,4	13,5	12,7	12,2	11,6	11,2	10,9	10,6
$m_x =$	59,5	51,6	46,1	41,4	37,5	34,2	31,8	29,6	28,0	26,4	25,2
$m_y^- = -$	16,2	15,4	14,8	14,3	13,9	13,5	13,3	13,1	13,0	12,8	12,7
$m_y =$	44,1	43,6	43,7	44,2	44,8	45,8	46,9	48,6	50,3	52,3	55,0
$v_{y1} =$	2,21	2,10	2,01	1,95	1,89	1,85	1,81	1,78	1,76	1,73	1,71
$v_{y2} =$	3,04	2,92	2,84	2,77	2,70	2,65	2,61	2,57	2,54	2,52	2,51
$v_x = \pm$	2,11	2,05	2,00	1,97	1,94	1,91	1,89	1,87	1,86	1,85	1,85
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0188	0,0212	0,0236	0,0260	0,0284	0,0308	0,0329	0,0351	0,0371	0,0391	0,0409

$\ell_y / \ell_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_x^- = -$	10,6	10,3	10,1	9,9	9,7	9,5	9,4	9,2	9,0	8,9	8,8
$m_x =$	25,2	24,2	23,3	22,5	21,7	21,1	20,5	20,0	19,5	19,1	18,7
$m_y^- = -$	12,7	12,6	12,6	12,5	12,5	12,4	12,4	12,3	12,3	12,3	12,3
$m_y =$	55,0	58,2	61,6	65,6	70,4	75,0	79,6	84,7	89,8	95,4	101,0
$v_{y1} =$	1,71	1,70	1,69	1,68	1,67	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,61
$v_{y2} =$	2,51	2,50	2,50	2,49	2,49	2,48	2,48	2,48	2,47	2,47	2,47
$v_x = \pm$	1,85	1,84	1,84	1,84	1,84	1,83	1,83	1,83	1,83	1,82	1,82
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0409	0,0426	0,0442	0,0457	0,0471	0,0484	0,0495	0,0507	0,0518	0,0529	0,0539

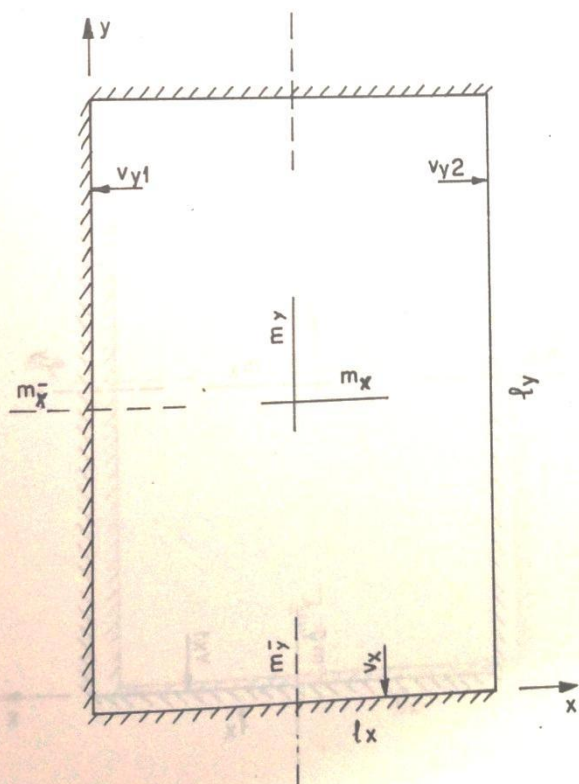


Figura 38 - Tabela 2 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)

$\ell_y / \ell_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_x^- = -$	16,2	15,3	14,8	14,2	13,9	13,5	13,2	12,9	12,7	12,6	12,5
$m_x =$	44,1	40,5	37,9	35,5	33,8	32,3	31,0	29,9	29,0	28,2	27,6
$m_x^+ =$	18,3	17,9	17,7	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
$m_y^- = -$	55,9	57,5	60,3	64,2	66,2	67,7	69,0	70,5	72,0	73,4	75,2
$m_y =$	2,11	2,05	2,01	1,97	1,96	1,94	1,93	1,92	1,92	1,93	1,94
$m_y^+ =$	2,21	2,14	2,10	2,09	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13	2,16	2,19
$v_{x1} =$	3,04	2,93	2,87	2,83	2,81	2,79	2,79	2,78	2,78	2,78	2,78
$v_{x2} =$	0,0188	0,0202	0,0214	0,0226	0,0236	0,0245	0,0253	0,0261	0,0268	0,0274	0,0280
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$											
$\ell_y / \ell_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_x^- = -$	12,5	12,4	12,3	12,2	12,2	12,1	12,1	12,0	12,0	12,0	12,0
$m_x =$	27,6	27,0	26,5	26,1	25,7	25,3	25,1	24,9	24,7	24,6	24,5
$m_x^+ =$	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
$m_y^- = -$	75,2	76,9	78,7	80,5	82,5	84,6	86,8	89,2	91,7	94,3	97,0
$m_y =$	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94	1,95	1,95	1,95
$m_y^+ =$	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,20	2,20	2,20	2,21	2,21	2,21
$v_{x1} =$	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78
$v_{x2} =$	0,0280	0,0285	0,0289	0,0294	0,0298	0,0301	0,0303	0,0305	0,0307	0,0308	0,0309
$f = \frac{p \ell_x^4}{E h^3} \times$											

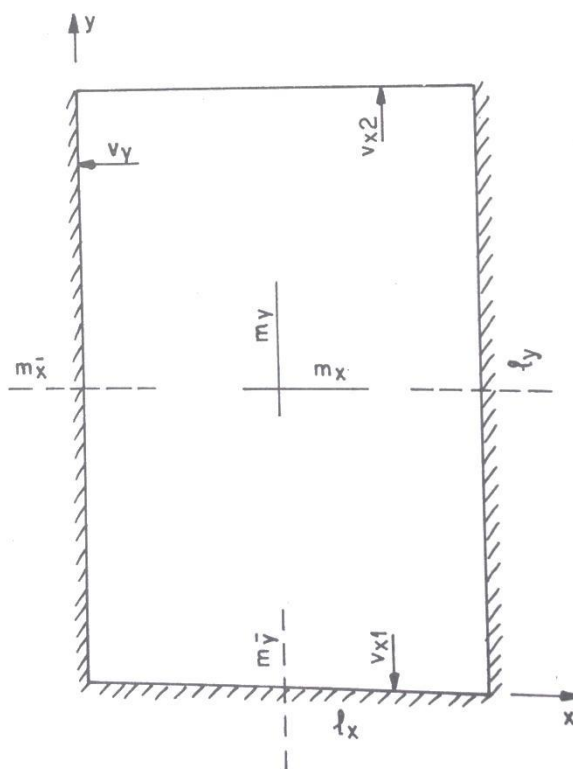


Figura 39 - Tabela 3 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)

$\ell_y / \ell_x$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$m_x^- = -$	24,1	21,7	20,0	18,9	17,9	17,3	15,6
$m_x =$	83,3	70,9	61,0	54,6	50,0	46,3	37,7
$m_y^- = -$	31,0	29,4	28,6	27,9	27,5	27,4	27,1
$m_y =$	86,3	90,9	97,1	103,2	107,6	112,3	126,6
$m_{xy} =$	85,5	77,5	71,9	68,1	65,4	63,7	61,0
$R_o =$	42,7	37,7	35,9	34,0	32,7	31,8	30,5
$v_{y1} =$	2,77	2,67	2,60	2,54	2,51	2,48	2,43
$v_{y2} =$	10,1	9,47	9,02	8,83	8,70	8,65	8,91
$v_{x1} =$	3,94	3,86	3,79	3,75	3,73	3,72	3,70
$v_{x2} =$	5,43	5,33	5,27	5,22	5,19	5,17	5,13
$f = \frac{p_l \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0117	0,0139	0,0160	0,0178	0,0195	0,0208	0,0254

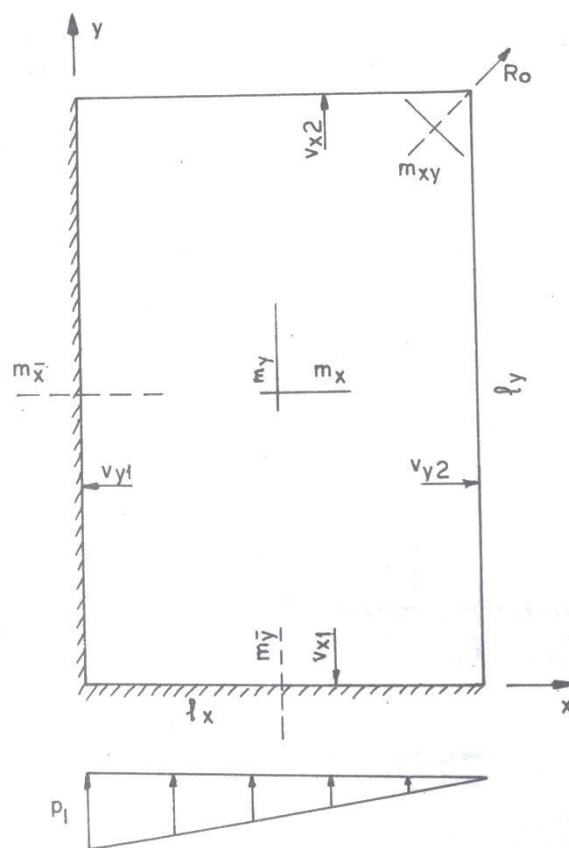


Figura 40 - Tabela 4 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)



$\ell_y / \ell_x$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$m_x^- = -$	31,0	27,1	24,3	22,2	20,7	19,2	15,4
$m_x =$	86,3	70,5	59,5	51,6	46,5	42,7	33,0
$m_y^- = -$	24,1	22,0	20,7	19,6	18,8	18,2	16,2
$m_y =$	83,3	82,0	81,3	81,3	81,3	81,3	81,3
$m_{xy} =$	85,5	80,6	87,7	77,6	78,7	82,0	96,2
$R_o =$	42,7	40,3	39,3	37,8	39,3	41,0	48,1
$v_{y1} =$	3,94	3,66	3,41	3,20	3,02	2,88	2,47
$v_{y2} =$	5,43	5,08	4,81	4,65	4,48	4,31	3,78
$v_{x1} =$	2,77	2,62	2,51	2,43	2,36	2,30	2,12
$v_{x2} =$	10,1	10,0	10,1	10,4	10,7	11,2	14,2
$f = \frac{p_1 \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0117	0,0141	0,0163	0,0184	0,0203	0,0219	0,0275

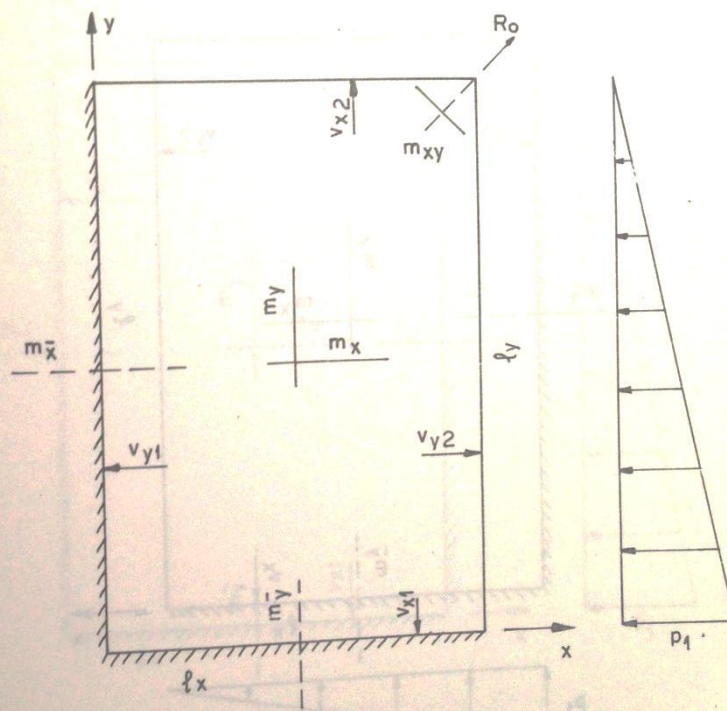


Figura 41 - Tabela 5 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)

$\ell_y / \ell_x$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$m_x^- = -$	29,0	25,3	22,9	21,1	19,6	18,8	16,6
$m_x =$	104,2	86,9	75,2	64,9	57,8	52,3	39,4
$m_y^- = -$	34,5	32,1	30,3	29,2	28,5	28,2	27,3
$m_y =$	95,2	95,2	98,0	103,1	112,2	122,0	181,9
$m_{xy} = \pm$	149,2	128,2	113,7	103,1	97,2	91,7	85,5
$v_{y1} =$	3,10	2,93	2,82	2,73	2,67	2,62	2,52
$v_{y2} =$	12,7	11,2	10,3	9,72	9,32	9,06	8,89
$v_x =$	4,11	4,01	3,93	3,85	3,79	3,75	3,70
$f = \frac{P_1 \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0088	0,0110	0,0131	0,0151	0,0170	0,0187	0,0242

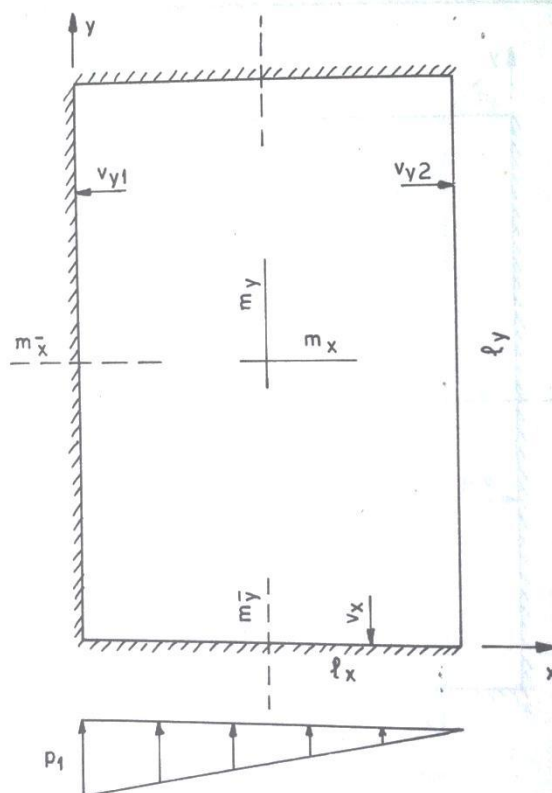


Figura 42 - Tabela 6 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)

$\ell_y / \ell_x$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2,0
$m_x^- = -$	34,5	31,1	28,7	26,7	25,3	23,7	20,2
$m_x =$	95,2	81,3	71,4	64,9	60,6	57,2	49,5
$m_y^- = -$	29,0	26,9	25,8	24,9	24,1	23,8	21,9
$m_y =$	104,2	104,2	104,2	104,2	104,2	104,2	104,2
$m_{xy} = \pm$	149,2	153,9	158,8	166,6	175,5	185,2	243,9
$v_y =$	4,11	3,80	3,57	3,38	3,24	3,13	2,82
$v_{x1} =$	3,10	2,99	2,90	2,83	2,77	2,73	2,60
$v_{x2} =$	12,7	13,2	14,1	15,1	16,2	17,4	23,8
$f = \frac{p_1 \ell_x^4}{E h^3} \times$	0,0088	0,0101	0,0113	0,0122	0,0130	0,0136	0,0147

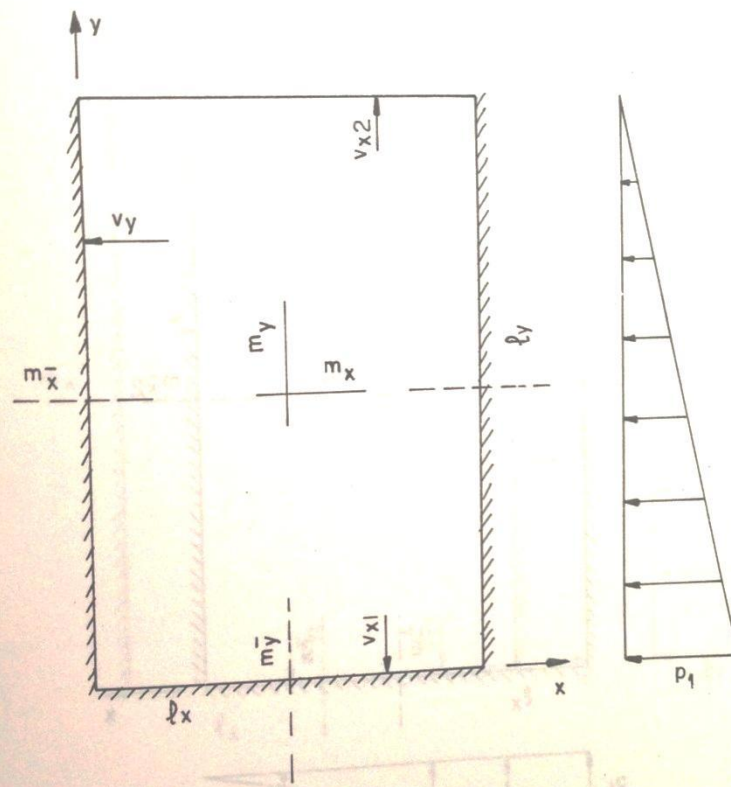


Figura 43 - Tabela 7 de Czérny para o cálculo de esforços em lajes retangulares (CUNHA, 1998)